

ARMIRTER BETON.

1919. APRIL.

INHALT

Über Spannungen in symmetrisch und unsymmetrisch belasteten Kugelschalen (Kuppeln) insbesondere bei Belastung durch Winddruck. Von E. Schwerin, Charlottenburg. (Schluß von S. 63.) S. 81.
Tonerdesilo von 7500 CBM Fassungsraum auf dem Erftwerk bei Grevenbroich (Rheinland). Von Oberingenieur Dr.-Ing. Paul Müller, Dortmund. S. 89.
Wirtschaftlichkeit und Preisermittlung im Eisenbetonbau. Von Ingenieur H. Paepflow, Hamburg. S. 95.

Die Bestimmung von Rahmenquerschnitten. Von Dr.-Ing. Gilbrin, Obercassel (Siegkr.). S. 98.
Literaturschau. Bearbeitet von Reg.-Baumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden. S. 99.
Verschiedene Mitteilungen. S. 102.
Bücherbesprechungen. S. 103.
Neue Bücher. S. 104.

ÜBER SPANNUNGEN IN SYMMETRISCH UND UNSYMMETRISCH BELASTETEN KUGELSCHALEN (KUPPELN) INSBESONDERE BEI BELASTUNG DURCH WINDDRUCK.

Von E. Schwerin, Charlottenburg.

(Schluß von S. 63.)

C. Die im Scheitel geschlossene, biegungsfeste Schale.

Aufstellung der Hauptgleichungen des Problems.

Wie man aus den beiden Integralen (48b) u. (49b) erkennt, können die Lösungen für die im Scheitel geschlossene Kuppel in der Weise aus den im vorstehenden entwickelten für die oben offene Schale erhalten werden, daß in den letzteren $c_1' = 0$, $c_2' = 0$ gesetzt wird. Demgemäß lauten nach (59), (60) die beiden Hauptgleichungen für das Problem der im Scheitel geschlossenen Schale:

$$\left. \begin{aligned} T_1 \sin \vartheta - T_2 \cos \vartheta - 2S &= -a z_0 \frac{J}{\sin \vartheta} \\ -\frac{1}{\lambda^4} [L(T) + T - T_2(1 - \sigma) + a z_0(1 + \sigma) \sin \vartheta] \\ &= T_1' \sin \vartheta \cos \vartheta + T_2 \sin^2 \vartheta + S' \sin \vartheta \\ &\quad + a z_0 J \cot \vartheta \\ -\frac{1}{\lambda^4} [L(T) + T - T_1(1 - \sigma^2) + a z_0(1 + \sigma) \sin \vartheta] \\ &= T_1 + S \cos \vartheta \end{aligned} \right\} \quad (93)$$

oder nach Elimination von S:

$$\left. \begin{aligned} -\frac{2}{\lambda^4} [L(T) + T - T_2(1 - \sigma^2) + a z_0(1 + \sigma) \sin \vartheta] \\ &= T_1'' \sin^2 \vartheta + (3T_1 - T_2)' \sin \vartheta \cos \vartheta \\ &\quad + 3T_2 \sin^2 \vartheta + a z_0 (J \cot \vartheta + \sin^3 \vartheta) \\ -\frac{2}{\lambda^4} [L(T) + T - T_1(1 - \sigma^2) + a z_0(1 + \sigma) \sin \vartheta] \\ &= T_1' \sin \vartheta \cos \vartheta + 2T_1 - T_2 \cos^2 \vartheta + a z_0 J \cot \vartheta \end{aligned} \right\} \quad (93a)$$

Integration des homogenen Systems.

Da das aus (93) (93a) für $z_0 = 0$ hervorgehende homogene Gleichungssystem mit (62) identisch ist, ergeben sich für die einzelnen Spannungs- oder Deformationsgrößen der geschlossenen Kuppel die gleichen asymptotischen Einzellösungen wie für die offene Schale. Ein Unterschied besteht nur in der Art und Weise, wie sich diese Einzelintegrale zur Gesamtlösung zusammensetzen.

Während nämlich bei der offenen Kuppel alle vier Einzelintegrale in die Gesamtlösung eingehen und die Bestimmung der vier Konstanten $C_1 \dots C_4$ aus den Randbedingungen keine Schwierigkeiten bietet, ergibt — ähnlich wie bei den gleichmäßigen Belastungsfällen — auch hier die physikalische Anschauung, daß die zu λ_3 und λ_4 gehörigen Lösungen für die geschlossene Kuppel aus der Gesamtlösung verschwinden, die letztere also lautet:

$$\left. \begin{aligned} X^0 &= \sum_{i=1}^2 C_i' \frac{e^{\lambda_i \vartheta}}{\sqrt{\sin \vartheta}} \left(X_0 + \frac{X_1}{\lambda_i} + \frac{X_2}{\lambda_i^2} + \dots \right) \\ \text{wo:} \quad \lambda_{1,2} &= v(1 \pm i); \\ v &= \sqrt{\left(\frac{12a^2}{\delta^2} + 1 \right) \left(\frac{1 - \sigma^2}{4} \right)} \end{aligned} \right\} \quad (94)$$

und die Zählerfunktionen $X_0, X_1, X_2 \dots$ die gleichen wie für die offene Kugelschale bleiben.

Partikulärlösung für Winddruck.

Da die Partikulärlösungen aus denen der offenen Schale dadurch erhalten werden können, daß in den letzteren:

$$c_1 = 0; \quad c_2 = 0; \quad c_1' = 0; \quad c_2' = 0$$

gesetzt wird, ergeben sich aus (82) folgende Näherungswerte für die Biegungs- und Torsionsmomente der geschlossenen Kuppel:

$$\left. \begin{aligned} \mathcal{Q}_1 &= -\frac{z_0 \delta^2}{12} \left(\frac{1}{1-\sigma} \sin \theta + \frac{J \cos \theta}{\sin^3 \theta} \right) \\ \mathcal{Q}_2 &= -\frac{z_0 \delta^2}{12} \left(\frac{2-\sigma}{1-\sigma} \sin \theta - \frac{J \cos \theta}{\sin^3 \theta} \right) \\ \mathcal{Q} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots (95)$$

und nach (83) für die Querkräfte:

$$\left. \begin{aligned} \mathcal{N}_1 &= \frac{z_0 \delta^2}{12a} \left(-\frac{1}{1-\sigma} \cos \theta + \frac{J}{\sin^4 \theta} \right) \\ \mathcal{N}_2 &= \frac{z_0 \delta^2}{12a} \left(-\frac{2-\sigma}{1-\sigma} + \frac{J \cos \theta}{\sin^4 \theta} \right) \end{aligned} \right\} \dots (96)$$

ferner für die verbesserten Werte der Normal- und Schubspannungen:

$$\begin{aligned} \mathcal{I}_1 &= \mathcal{I}_{1(0)} + \Delta \mathcal{I}_{1(0)}; \quad \mathcal{I}_2 = \mathcal{I}_{2(0)} + \Delta \mathcal{I}_{2(0)}; \\ \mathcal{C} &= \mathcal{C}_0 + \Delta \mathcal{C}_0 \end{aligned}$$

wo:

$$\left. \begin{aligned} \Delta \mathcal{I}_{1(0)} &= \frac{\delta^2}{12 a^2} a z_0 \left\{ \frac{1}{1-\sigma} \sin \theta + \frac{2 J \cos \theta}{\sin^5 \theta} \right\} \\ \Delta \mathcal{I}_{2(0)} &= \frac{\delta^2}{12 a^2} a z_0 \left\{ \frac{1}{1-\sigma} \sin \theta + \frac{2}{\sin \theta (1+\cos \theta)^3} \right\} \\ \Delta \mathcal{C}_0 &= \frac{\delta^2}{12 a^2} a z_0 J \frac{1+\cos^2 \theta}{\sin^3 \theta} \\ \mathcal{I}_{1(0)} &= -\frac{a z_0}{3} \frac{2+\cos \theta}{1+\cos \theta} \cos \theta \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} \\ \mathcal{I}_{2(0)} &= -a z_0 \left(\sin \theta + \frac{1}{3} \frac{2+\cos \theta}{1+\cos \theta} \cos \theta \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} \right) \\ \mathcal{C}_0 &= \frac{a z_0}{3} \frac{2+\cos \theta}{1+\cos \theta} \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} \end{aligned} \right\} (97)$$

während sich für die Verschiebungen und Tangentialdrehungen folgende Ausdrücke ergeben:

$$u = u_0 + \Delta u_0; \quad v = v_0 + \Delta v_0$$

wo:

$$\left. \begin{aligned} u_0 &= \frac{a^2 z_0}{3 E \delta} (1-\sigma) \left\{ \frac{2+\cos \theta}{1+\cos \theta} - \cos \theta \ln(1+\cos \theta) \right\} \\ v_0 &= \frac{a^2 z_0}{3 E \delta} (1+\sigma) \left\{ \frac{2+\cos \theta}{1+\cos \theta} - \ln(1+\cos \theta) \right\} \\ \Delta u_0 &= -\frac{\delta^2}{12 a^2} \cdot \frac{a^2 z_0}{2 E \delta} (1+\sigma) \left\{ \ln \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} + \frac{2+\cos \theta}{(1+\cos \theta)^2} \right\} \\ \Delta v_0 &= -\frac{\delta^2}{12 a^2} \cdot \frac{a^2 z_0}{2 E \delta} (1+\sigma) \left\{ \ln \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} - \frac{2+\cos \theta}{3(1+\cos \theta)^3} \right\} \end{aligned} \right\} (98)$$

ferner:

$$w = \frac{\mathcal{I}_2 - \mathcal{I}_1 \sigma}{E \delta} + \frac{v - u \cos \theta}{\sin \theta} \dots (98a)$$

und:

$$\frac{w' - u}{a} = \frac{v \cos \theta - u}{a \sin^3 \theta} + \frac{1}{E \delta} \left\{ \mathcal{I}_2' + \mathcal{I}_2 \cot \theta - \mathcal{I}_1 (1+\sigma) \cot \theta + \frac{2 \mathcal{C}}{\sin \theta} + a z_0 \frac{\sigma J}{\sin^2 \theta} \right\}$$

Hierin ist: $\mathcal{I}_2' = -a z_0 \frac{J}{\sin^4 \theta} (2 \cos^2 \theta + 1) + [\Delta \mathcal{I}_2]'$

$$[\Delta \mathcal{I}_2]' = \frac{\delta^2}{12 a^2} a z_0 \left\{ \frac{1}{1-\sigma} \cos \theta + \frac{2(2-3 \cos \theta)}{(1-\cos \theta)(1+\cos \theta)^3} \right\} \dots (99)$$

Während nun die Lösungen für $\mathcal{Q}_1, \mathcal{Q}_2, \mathcal{Q}$ für $\theta = 0$ endlich bleiben, zeigt sich, daß dies bei den Korrekturen $\Delta \mathcal{I}_{1(0)}, \Delta \mathcal{I}_{2(0)}, \Delta \mathcal{C}_0$ sowie auch bei $\Delta u_0, \Delta v_0, w$ nicht der Fall ist, da die Funktion $\frac{J}{\sin^5 \theta} = \frac{2+\cos \theta}{3 \sin \theta (1+\cos \theta)^3}$ für $\theta = 0$ unendlich groß wird.

Da jedoch für nicht sehr kleine Werte von θ sowohl die Näherungswerte für die Momente und Querkräfte wie auch die Korrekturen $\Delta \mathcal{I}_{1(0)}, \Delta \mathcal{I}_{2(0)}, \Delta \mathcal{C}_0$ sehr klein bleiben, erscheint es zulässig, bis fast in unmittelbare Nähe des Scheitels mit den obigen Formeln zu rechnen.

Daß im Scheitel selbst keine unendlich großen Spannungen auftreten, läßt sich durch die Integration von (59), (60) mit Hilfe von Reihenentwicklungen nach θ oder $\sin \theta$, die ja um den Pol $\theta = 0$ herum gut konvergieren, in der Tat nachweisen. Hierbei zeigt sich, daß T_1, T_2, S, G_1, G_2 im Scheitel selbst Null werden, während die Querkräfte N_1, N_2 , wie auch die Verschiebungen u, v sich einem bestimmten endlichen Wert nähern, so daß für $\theta = 0$: $G_1 = G_2 = 0$; $N_1 = N_2$; $u = v$ wird. Da auch w für $\theta = 0$ verschwindet, erhält man das bemerkenswerte Ergebnis, daß bei der angenommenen Winddruckbelastung der Scheitel sich weder hebt noch senkt, sondern sich nur um eine, aus den Randbedingungen der Aufgabe, bestimmbare Strecke horizontal weiterbewegt.

Die vorstehenden Untersuchungen der durch Winddruck belasteten Kuppel sollen nunmehr an zwei Zahlenbeispielen erläutert werden.

Zahlenbeispiel III.

Es sollen die in der Halbkugelkuppel des Zahlenbeispiels I bei einem Winddruck von $z_0 = 100 \text{ kg/m}^2$ auftretenden Spannungen und Deformationen ermittelt werden.

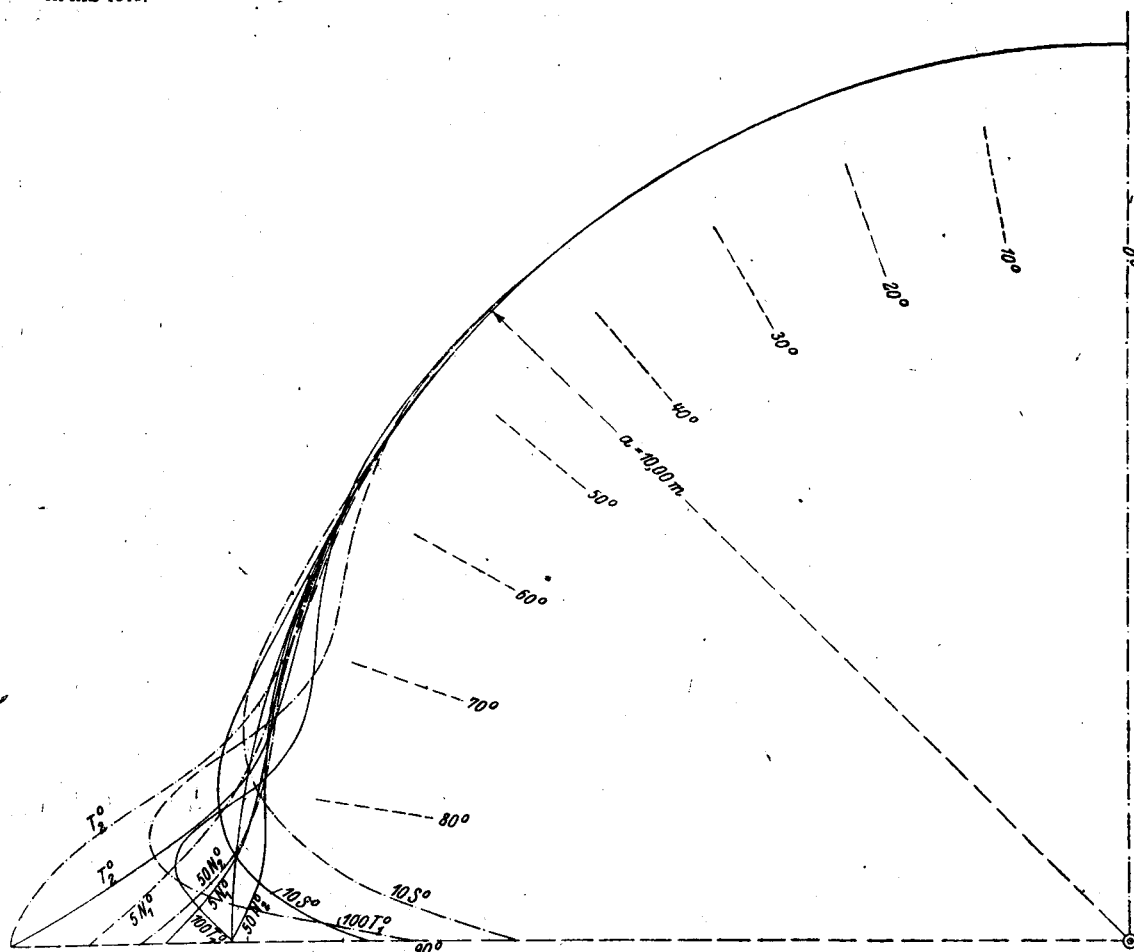


Fig. 8.

Zusatz - Normal - und Schubspannungsergebnisse zur Befriedigung der Auflagerbedingungen einer Kugelschale von $a = 10,00$ m; $\delta = 0,25$ m bei einem Winddruck von 100 kg/m^2 .

———— Bei gelenkiger Auflagerung des unteren Randes.

- - - - - Bei vollkommener Einspannung des unteren Randes.

$10 \text{ kg/cm} = 3 \text{ cm}$.

Wir bestimmen wieder zunächst die der Winddruckbelastung entsprechenden Partikulärlösungen, für die wir nach (95) bis (99) mit:

$\frac{\delta}{a} = \frac{25}{1000} = \frac{1}{40}$; $a z_0 = 1000 \cdot 0,01 = 10,0 \text{ kg/cm}$,
die in den folgenden Tab. II, III zusammenge-
stellten reellen Werte erhalten:

Tabelle II.

θ	$\frac{T_{1(0)}}{a z_0}$	$\frac{\Delta T_{1(0)}}{a z_0}$	T_1 (kg/cm)	$\frac{T_{2(0)}}{a z_0}$	$\frac{\Delta T_{2(0)}}{a z_0}$	T_2 (kg/cm)	$\frac{S_0}{a z_0}$	$\frac{\Delta S_0}{a z_0}$	S (kg/cm)
10°	-0,0432	+0,00016	-0,430	-0,1305	+0,00016	-1,303	+0,0439	-0,00015	+0,437
30°	-0,1188	+0,00008	-1,187	-0,3812	+0,000095	-3,811	+0,1372	-0,00005	+1,371
50°	-0,1607	+0,00008	-1,6065	-0,6053	+0,00010	-6,052	+0,2500	-0,00003	+2,500
70°	-0,1393	+0,00008	-1,392	-0,8004	+0,00013	-8,002	+0,4073	-0,00003	+4,073
90°	0	+0,00007	+0,0007	-1,0000	+0,00017	-9,998	+0,6667	+0,000035	+6,666

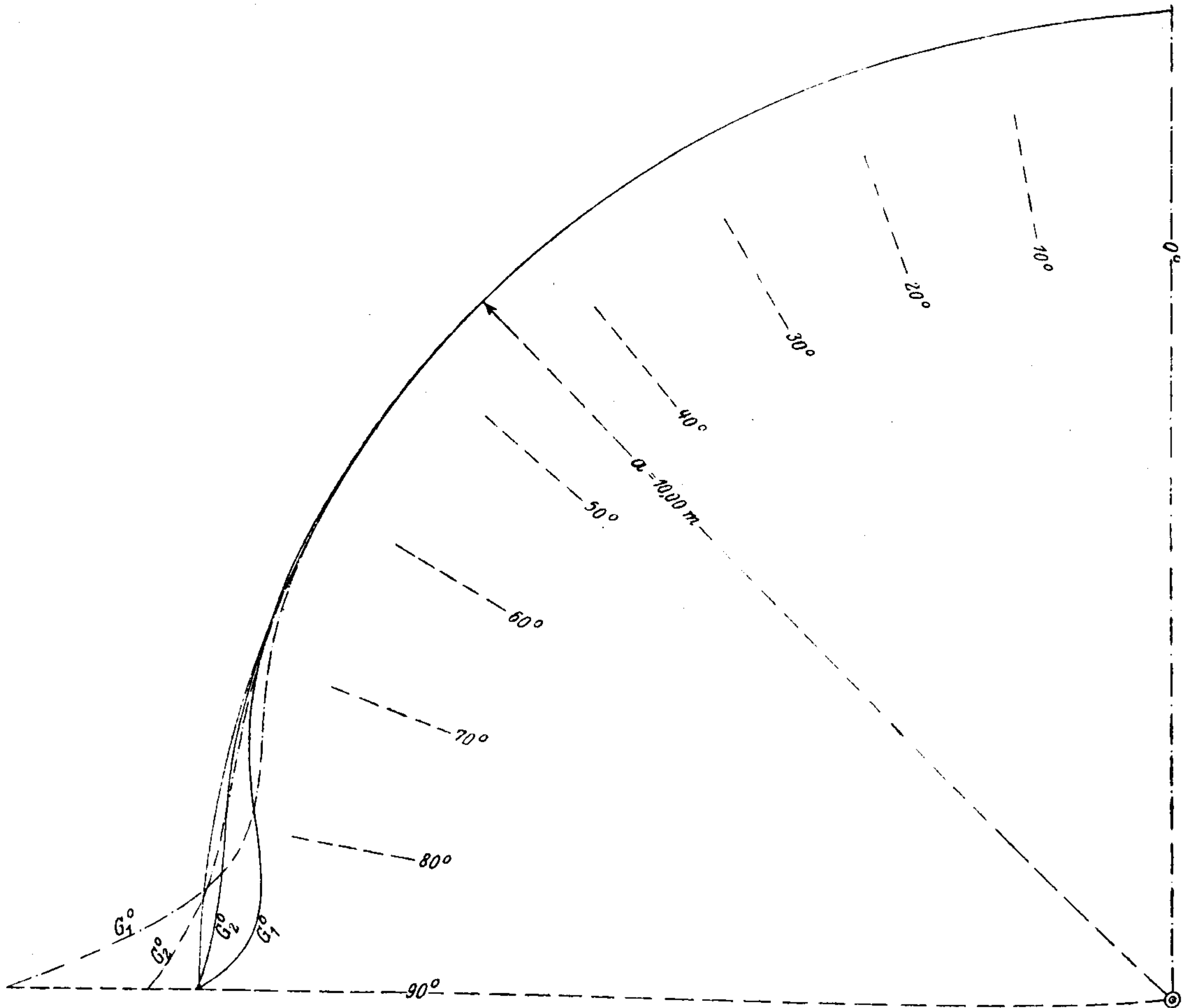


Fig. 9.

Zusatzspannungsmomente einer Kugelschale von $a = 10,00$ m; $\delta = 0,25$ m zur Befriedigung der Auflagerbedingungen bei einem Winddruck von 100 kg/m^2 .

- Bei gelenkiger Auflagerung des unteren Randes.
- - - Bei vollkommener Einspannung des unteren Randes.

10 cmkg/cm = 3 mm.
Torsionsmomente H siehe Fig. 11.

Tabelle III.

ϑ	\mathfrak{G}_1 (cmkg/cm)	\mathfrak{G}_2 (cmkg/cm)	\mathfrak{M}_1 (kg/cm)	\mathfrak{M}_2 (kg/cm)	II (cm)	III (cm)	IV (cm)
10°	— 0,143	— 0,188	— 0,00055	— 0,00109	+ 0,0007	+ 0,0007	— 0,0002
30°	— 0,409	— 0,546	— 0,00046	— 0,00109	+ 0,0008	+ 0,0008	— 0,0006
50°	— 0,616	— 0,847	— 0,00028	— 0,00111	+ 0,0011	+ 0,0009	— 0,0008
70°	— 0,725	— 1,069	— 0,00001	— 0,00114	+ 0,0014	+ 0,0012	— 0,0007
90°	— 0,694	— 1,210	— 0,00035	— 0,00122	+ 0,0017	+ 0,0017	— 0,00033

Nach (95) wird: $\mathfrak{G} = 0$ für alle Werte von ϑ .
Aus den obigen Zahlenwerten ersieht man, wie klein die Korrekturen von $\mathfrak{I}_{1(0)}$, $\mathfrak{I}_{2(0)}$, \mathfrak{G}_0 werden. So beträgt z. B. für $\vartheta = 90^\circ$ nach Tab. IV die verhältnismäßige Korrektur von $\mathfrak{I}_{2(0)}$:

$$\frac{\Delta \mathfrak{I}_{2(0)}}{\mathfrak{I}_{2(0)}} = - \frac{0,00017}{1,0000} = - \sim \frac{1}{6000},$$

während noch für $\vartheta = 10^\circ$ die Korrektur von $\mathfrak{I}_{1(0)}$ nach Tab. II:

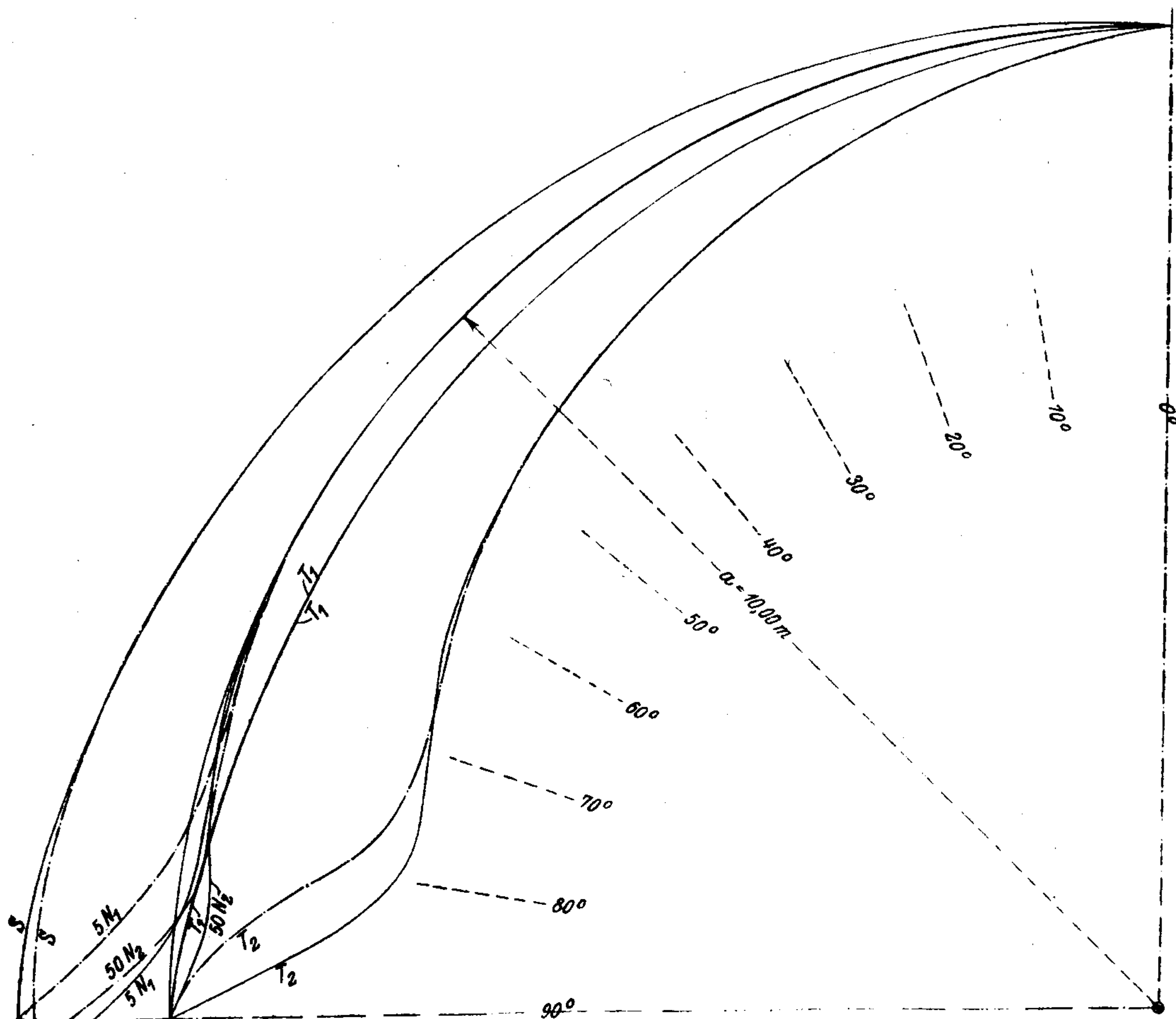


Fig. 10.

Gesamt-Normal- und Schubspannungsergebnisse einer Kugelschale von $a = 10,00$ m; $\delta = 0,25$ m
bei einem Winddruck von 100 kg/m^2 .

———— Bei gelenkiger Auflagerung des unteren Randes.
- - - - - Bei vollkommener Einspannung des unteren Randes.
 $10 \text{ kg/cm} = 3 \text{ cm}$.

$$\frac{\Delta \mathcal{I}_{1(0)}}{\mathcal{I}_{1(0)}} = -\frac{0,00016}{0,0432} = -\sim \frac{1}{270},$$

d. h. also weniger als $0,4 \%$ beträgt.

Um nun die asymptotischen Lösungen zu bestimmen, beachten wir, daß zunächst v wie in Zahlenbeispiel I und II wird:

$$v = \sqrt[4]{\left(\frac{12 a^2}{\delta^2} + 1\right) \frac{1 - \sigma^2}{4}} = 8,1905.$$

Für diesen Wert berechnen wir die Funktionen $\frac{e^{v\theta}}{\sqrt{\sin \theta}} \sin v\theta$ und $\frac{e^{v\theta}}{\sqrt{\sin \theta}} \cos v\theta$, bestimmen so-

dann die Zählerfunktionen für T_1^0 , T_2^0 , S^0 , N_2^0 $\frac{G_2^0}{a}$ und schließlich nach (31 a) die Funktionen $T^{(I)}$, $T^{(II)}$ usw. sowie die Klammerausdrücke von (31),

für die wir die in Tab. IV (s. S. 87) angegebenen Werte erhalten.

Für die Zählerfunktionen des Torsionsmoments H^0 erhält man nach (74 c):

$H_0 = H_1 = H_2 = 0$; $H_3 = -(1 - \sigma) = -0,75$,
so daß bei Beschränkung auf Glieder bis $\lambda - 3$:

$$H^{(I)} = +\frac{H_3}{2v^3} = -H^{(II)} = -0,00068$$

und nach (31):

$$H^0 \sin \theta = \frac{a c^{v\theta} \sin v\theta}{\sqrt{\sin \theta}} [-0,00068 (C_1 + C_2)] \\ + \frac{a e^{v\theta} \cos v\theta}{\sqrt{\sin \theta}} [0,00068 (C_1 - C_2)].$$

Nach Bestimmung von C_1 C_2 kann hiernach H^0 berechnet werden.



Fig. 11.*

Gesamtspannungsmomente einer Kugelschale von $a = 10,00$ m; $\delta = 0,25$ m bei einem Winddruck von 100 kg/m^2 .

- Bei gelenkiger Auflagerung des unteren Randes.
 - - - - Bei vollkommener Einspannung des unteren Randes.
 $20 \text{ cmkg/cm} = 3 \text{ mm}$.

Um nun die Constanten aus den für die gelenkige, unverschiebbliche Lagerung des unteren Randes geltenden allgemeinen Bedingungen (90) zu bestimmen, beachten wir, daß nach (49b) für $\theta = 90^\circ$:

$$\frac{G_1^0\left(\frac{\pi}{2}\right)}{a} = T_1^0\left(\frac{\pi}{2}\right),$$

also nach Tab. VI:

$$\frac{G_1^0\left(\frac{\pi}{2}\right)}{a} = 1930 C_1 + 5080 C_2.$$

Ferner wird nach (77):

$$w^{(0)}\left(\frac{\pi}{2}\right) = \frac{a}{E\delta} T^0\left(\frac{\pi}{2}\right) + c'',$$

also nach Tab. IV:

$$w^{(0)}\left(\frac{\pi}{2}\right) = \frac{1}{5000} (C_1 \cdot 682\,100 - C_2 \cdot 256\,200) + c'' \\ = 136,423 C_1 - 51,233 C_2 + c''.$$

Sodann folgt nach (76a):

$$u^{(0)}\left(\frac{\pi}{2}\right) = -\frac{a(1+\sigma)}{E\delta} N_1^0\left(\frac{\pi}{2}\right) + c' \\ = \frac{1}{4000} N_1^0\left(\frac{\pi}{2}\right) + c'$$

und da nach (48b):

$$N_1^0\left(\frac{\pi}{2}\right) = -S^0\left(\frac{\pi}{2}\right)$$

* In obiger Figur sind für vollkommene Einspannung die Bezeichnungen $10H$ und G_2 zu vertauschen.

Tabelle IV.

ϑ	$\frac{e^{r\vartheta}}{\sqrt{\sin \vartheta}} \begin{pmatrix} U(I) \cos v \vartheta \\ - U(II) \sin v \vartheta \end{pmatrix}$	$\frac{e^{r\vartheta}}{\sqrt{\sin \vartheta}} \begin{pmatrix} U(II) \cos v \vartheta \\ + U(I) \sin v \vartheta \end{pmatrix}$	$\frac{e^{r\vartheta}}{\sqrt{\sin \vartheta}} \begin{pmatrix} V(I) \cos v \vartheta \\ - V(II) \sin v \vartheta \end{pmatrix}$	$\frac{e^{r\vartheta}}{\sqrt{\sin \vartheta}} \begin{pmatrix} V(II) \cos v \vartheta \\ + V(I) \sin v \vartheta \end{pmatrix}$	$\frac{e^{r\vartheta}}{\sqrt{\sin \vartheta}} \begin{pmatrix} W(I) \cos v \vartheta \\ - W(II) \sin v \vartheta \end{pmatrix}$
90°	- 256 200	+ 682 100	- 5 080	- 1 930	- 26 350

ϑ	$\frac{e^{r\vartheta}}{\sqrt{\sin \vartheta}} \begin{pmatrix} W(III) \cos v \vartheta \\ + W(I) \sin v \vartheta \end{pmatrix}$	$\frac{e^{r\vartheta}}{\sqrt{\sin \vartheta}} \begin{pmatrix} N_2(I) \cos v \vartheta \\ - N_2(II) \sin v \vartheta \end{pmatrix}$	$\frac{e^{r\vartheta}}{\sqrt{\sin \vartheta}} \begin{pmatrix} N_2(II) \cos v \vartheta \\ + N_2(I) \sin v \vartheta \end{pmatrix}$	$\frac{e^{r\vartheta}}{\sqrt{\sin \vartheta}} \begin{pmatrix} G_2(I) \cos v \vartheta \\ - G_2(II) \sin v \vartheta \end{pmatrix}$	$\frac{e^{r\vartheta}}{\sqrt{\sin \vartheta}} \begin{pmatrix} G_2(III) \cos v \vartheta \\ + G_2(I) \sin v \vartheta \end{pmatrix}$
90°	- 57 090	+ 5 080	+ 1 930	+ 1 270	+ 480

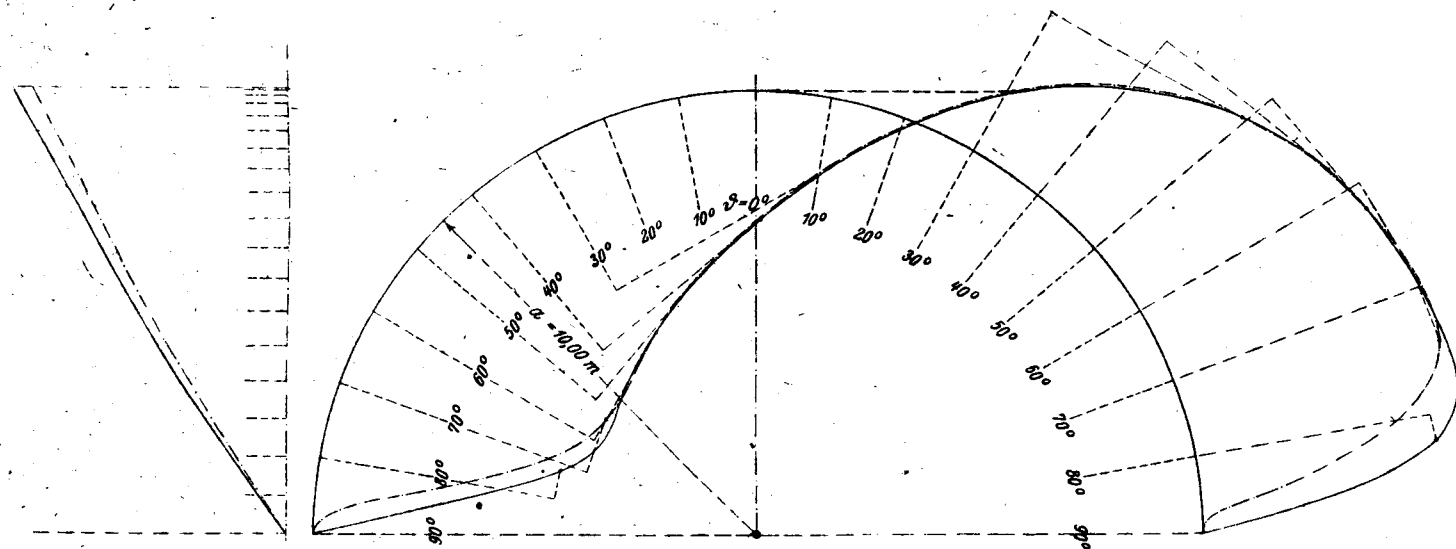


Fig. 12.

Seitliche Verschiebungen v Gesamtformänderung des Meridians einer Kugelschale von $a = 10,00$ m; $\delta = 0,25$ m bei einem Winddruck von 100 kg/m^2 .

Verschiebungen 1500 : 1.

Bei gelenkig-unverschieblicher Lagerung.

Bei unvollkommener Einspannung des unteren Randes.

wird nach Tab. IV:

$$u^{(0)}\left(\frac{\pi}{2}\right) = + \frac{1}{4000} (C_1 - 57\,090 + C_2 - 26\,350) + c'$$

$$= -14,272 C_1 - 6,585 C_2 + c'.$$

Endlich erhält man für $v^{(0)}\left(\frac{\pi}{2}\right)$ nach (78) und Tab. IV:

$$v^{(0)}\left(\frac{\pi}{2}\right) = \frac{T_1^0\left(\frac{\pi}{2}\right)}{4000} + c'' = -0,482 C_1 - 1,269 C_2 + c''.$$

Werden die obigen Werte für $\frac{G_1^0}{a}$, u^0 , v^0 , w^0 für $\theta = 90^\circ$, sowie die aus Tab. III sich für $\theta = 90^\circ$ ergebenden Partikulärwerte $\frac{G_1}{a}$, u , v , w addiert, so erhält man endlich nach (90) folgende Randbedingungen:

$$\begin{aligned} -0,000\,694 + 1930 C_1 + 5080 C_2 &= 0 \\ 0,0017 - 14,272 C_1 - 6,585 C_2 + c' &= 0 \\ 0,0017 - 0,482 C_1 - 1,269 C_2 + c'' &= 0 \\ -0,00033 + 136,423 C_1 - 51,233 C_2 + c'' &= 0. \end{aligned}$$

Die Auflösung ergibt:

$$\begin{aligned} C_1 &= +129 \cdot 10^{-7}; & C_2 &= -47,5 \cdot 10^{-7}; \\ c' &= -15\,141 \cdot 10^{-7}; & c'' &= -16665 \cdot 10^{-7}. \end{aligned}$$

Mit diesen Werten wurden nach (31) die asymptotischen Lösungen und endlich durch Addition der Partikulärlösungen die Gesamtspannungen der Figuren 10, 11 ermittelt.

Zahlenbeispiel IV.

Es sollen die Spannungen der Kuppel des Zahlenbeispiels III für den gleichen Winddruck jedoch unter der Voraussetzung bestimmt werden, daß der untere Rand vollkommen starr eingespannt sei.

In diesem Falle ändern sich gegenüber Zahlenbeispiel III lediglich die aus den Randbedingungen zu bestimmenden Konstanten C_1 , C_2 , c' , c'' .

Von den Randbedingungsgleichungen des Zahlenbeispiels bleiben die zweite, dritte und vierte, da auch hier

$$u\left(\frac{\pi}{2}\right) = 0; \quad v\left(\frac{\pi}{2}\right) = 0; \quad w\left(\frac{\pi}{2}\right) = 0$$

sein muß, ungeändert:

$$\begin{aligned} 0,0017 - 14,272 C_1 - 6,585 C_2 + c' &= 0, \\ 0,0017 - 0,482 C_1 - 1,269 C_2 + c'' &= 0, \\ -0,00033 + 136,423 C_1 - 51,233 C_2 &= 0, \end{aligned}$$

während an die Stelle der ersten nunmehr die

$$\text{Forderung: } \left(\frac{w' - u}{a} \right)_{\frac{\pi}{2}} = 0 \text{ tritt.}$$

Nach (79) und Tab. IV werden die Zählerfunktionen von $w^{(0)}$ für $\theta = \frac{\pi}{2}$:

$$w^{(1)} = 1; \quad w_0' = -\gamma = -0,981\,75;$$

$$w_1' = U_2 - \frac{1}{4} = +0,232;$$

$$w_2' = U_3 + \frac{\gamma}{4} = -0,195;$$

so daß nach (31 a):

$$w^{(1)} = -16,356; \quad w^{(11)} = +14,446;$$

und somit nach (31):

$$w^{(0)}\left(\frac{\pi}{2}\right) = 694,881 C_1 - 1538,282 C_2.$$

Für die Partikulärlösung erhält man nach (88):

$$\mathfrak{Z}_2'\left(\frac{\pi}{2}\right) = \left(-\frac{2}{3} + \frac{\delta^2}{3a^2} \right) a z_0 = -6,6646;$$

$$\mathfrak{S}\left(\frac{\pi}{2}\right) = \left(\frac{2}{3} - \frac{2}{3} \cdot \frac{\delta^2}{12a^2} \right) a z_0 = +6,6663;$$

$$\begin{aligned} w'\left(\frac{\pi}{2}\right) &= \frac{1}{5000} \left(-6,6646 + 2 \cdot 6,6663 + 0,25 \cdot 10,0 \cdot \frac{2}{3} \right) \\ &= +0,001\,67. \end{aligned}$$

Die erste Randbedingung lautet daher jetzt

$$0,00167 + 694,881 C_1 - 1538,282 C_2 = 0.$$

Die Auflösung obiger vier Gleichungen ergibt:

$$\begin{aligned} C_1 &= +180 \cdot 10^{-7}; & C_2 &= +92 \cdot 10^{-7}; \\ c' &= -13496 \cdot 10^{-7}; & c'' &= -16463 \cdot 10^{-7}. \end{aligned}$$

Mit diesen Werten der Konstanten erhält man nach (31) die asymptotischen Lösungen und schließlich die Gesamtspannungen und Deformationen

Auch hier wurden die erhaltenen Spannungen und Formänderungen der Zahlenbeispiele III und IV in Fig. 8–12 graphisch veranschaulicht und gegenübergestellt.

Ganz analog wie bei den gleichmäßigen Belastungsfällen zeigt sich auch hier, daß bei der sinusförmig nur am unteren Rande belasteten Kuppel die Spannungen sehr schnell nach oben hin abnehmen und daß die Wirkung der Einspannung sich bereits in geringer Entfernung vom unteren Rande verliert; durch die Einspannung werden zwar die Maximalwerte der Momente G_1 , G_2 wesentlich — um $\sim 37\%$ — herabgedrückt, jedoch sind dafür verhältnismäßig große Einspannmomente vom Widerlager aufzunehmen.

Endlich sei noch auf den bemerkenswerten Verlauf der tangentialen Verschiebungen v hingewiesen (Fig. 12), die fast geradlinig mit dem vertikalen Abstände der Parallelkreise vom Kugelmittelpunkt anwachsen, sowie auf die außerordentlich charakteristische Formänderung des in der Windrichtung liegenden Meridians.

TONERDESILO VON 7500 CBM FASSUNGSRAUM AUF DEM ERFTWERK BEI GREVENBROICH (RHEINLAND).

Von Dr.-Ing. Paul Müller, Oberingenieur der Firma Heinrich Butzer,
Tiefbau—Betonbau, Dortmund.

Der außerordentlich große Verbrauch an Kupfer und Kupferlegierungen verbunden mit nur geringer Einfuhr von Rohkupfer zwang uns während des Krieges durch Aluminium, welches sich für viele Zwecke in der Elektrotechnik an Stelle von Kupfer gut verwenden läßt, Ersatz zu schaffen. Auf diese Weise entstanden in Deutschland eine Anzahl größerer Werke, welche nur

rund 7500,0 cbm aufnehmen. Obgleich aus rein praktischen Gründen die vielen Längs- und Querwände zwischen den einzelnen Zellen der Einheitlichkeit des Füllmaterials wegen nicht erforderlich gewesen wären — die Bauherrschaft hatte vielmehr freigestellt, je 4 Zellen, falls hierdurch an Kosten gespart würde, zu einer großen Zelle zu vereinigen —, hielt es dennoch die ausführende

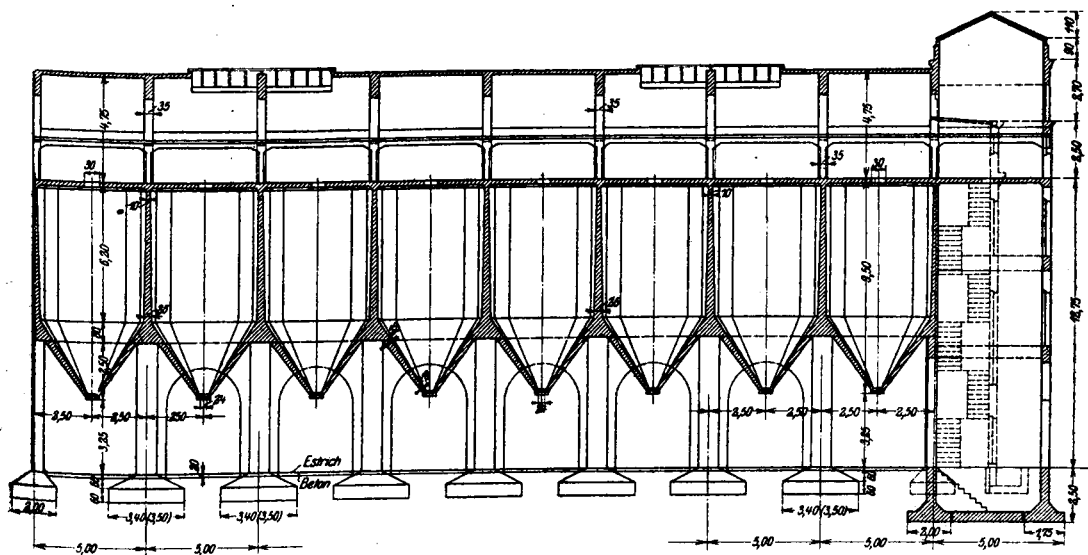


Fig. 1. Längenschnitt des Silos.

Aluminium in Barrenform, d. h. unverarbeitetes Rohaluminium, herstellen. Bekanntlich besteht diese Fabrikation darin, daß kalzinierte Tonerde in Öfen mit Hilfe von elektrischer Energie geschmolzen wird, wobei sich reines Aluminium abscheidet. Die zu diesem Zweck benötigte Tonerde wird entweder, wie in vorliegendem Falle auf dem Erftwerk, in kalzinierte Form, in welchem Zustande sie ein feinkörniges weißes Pulver vom spezifischen Gewicht 1,0 und einem natürlichen Böschungswinkel $\varphi = 30^\circ$ darstellt, von auswärts bezogen oder aber als rohe Tonerde zugeführt und in der gleichen Anlage kalziniert. Zum Aufbewahren fertig kalzinierte Tonerde dienen Siloanlagen, welche ein bequemes Abzapfen und Zuführen zu den Ofenhäusern gestatten. Im folgenden will ich Ihnen einen ausgeführten derartigen Silo näher beschreiben:

Das vorliegende Bauwerk umfaßt 48 Zellen von je 155,0 cbm Inhalt, kann demnach insgesamt

Firma für richtiger, aus wirtschaftlichen Gründen Trennwände anzuordnen. Wie ein genauer Kostenvergleich ergab, betrug nämlich der Gesamtaufwand für die Wände und die Unterzüge zwischen den Trichtern bei einem System von 5,0 m Entfernung der Zellenachsen 3460,00 M weniger für den gesamten Silo an reinen Materialien und Lohnkosten, ohne besondere Unkosten und Generalien, wie bei 10,0 m Systemweite unter denselben Voraussetzungen. Im letzteren Falle war nämlich zu berücksichtigen, daß außer den Wänden und Trichterbalken noch Zwischenunterzüge in der über den Silozellen gelegenen Decke erforderlich wurden, während im ersten Falle die Wände selbst der Decke als Auflager dienen. Wenn ferner auch noch eine Gewichtsersparnis bei dem Fall der Zwischenwände und somit eine etwas leichtere Gründung vorlag, blieb trotzdem immer noch obige Kostenersparnis zugunsten der kleineren Zellenweite übrig. Man kann hieraus er-

sehen, daß es ohne Rechnung von vornherein unmöglich ist, die günstigste Systemteilung zu ermitteln; eine bloße Schätzung führt niemals zum Ziel. In beiden Fällen, also mit größerer oder kleinerer Zellenteilung, sollten die Ausläufe in der Form, wie sie ausgeführt sind, angeordnet werden. Die verhältnismäßig steile Neigung der Trichterböden wurde gewählt, um mit Sicherheit ein Auslaufen des Materials, über dessen Verhalten in Silos verhältnismäßig wenig Erfahrungen vorlagen,

des Dachraumes bildet. Der Dachraum wurde entsprechend den übrigen auf dem Werk befindlichen Gebäuden durchgebildet und erhielt daher die auf den ersten Blick etwas sonderbar anmutende dreiteilige Form. Die Beleuchtung geschieht durch kleine runde Fenster in den Längsseiten sowie in der Hauptsache durch sattelförmige Oberlichter.

Vor der freien Giebelseite des Silos — die andere Giebelfront stößt unmittelbar an das Um

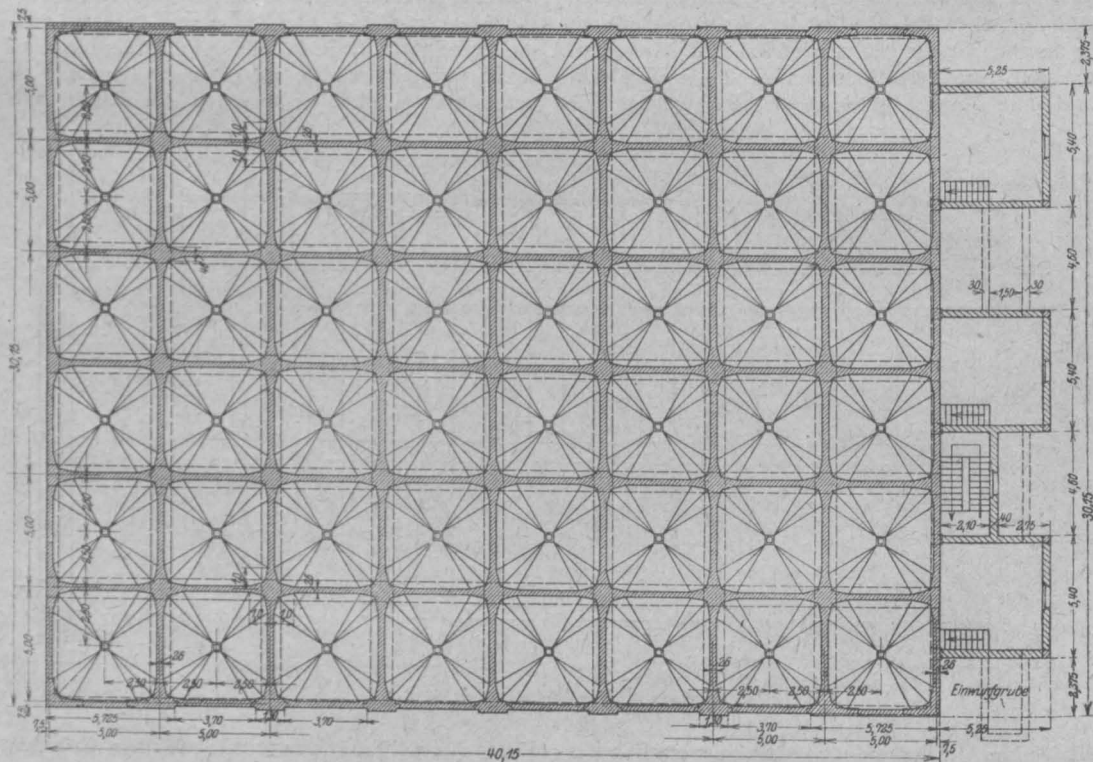


Fig. 2. Grundriss des Silos.

zu gewährleisten. Die Neigung der Ebene der Trichterschragen zur Horizontalen beträgt $54^{\circ} 45'$. Unterstützt werden die Zellen durch ein System von Säulen mit Füßen aus Eisenbeton, wobei die sternförmigen durch die Vouten in den Zellen-ecken entstehenden Querschnitte gleichzeitig als tragende Stützen zwischen den einzelnen Silozellen mitbenutzt wurden. Überhaupt war der Grundgedanke bei dem Entwurf der, mit Rücksicht auf die bereits bei der Herstellung des Bauwerkes nur in sehr geringem Maße zur Verfügung stehenden Facharbeiter jede unnötige, verwickelte Schalung und Bewehrung zu vermeiden. Ich komme hierauf noch näher zurück.

Die Silozellen werden oben durch eine Decke abgeschlossen, welche gleichzeitig den Fußboden

formerhaus — befinden sich 3 Aufgabetürme mit dazwischen liegendem Treppenhaus. Im Gegensatz zu dem Behälter, dessen Wände, auch die im unteren Teil aus rein architektonischen Gründen angeordneten, aus reinem Eisenbeton bestehen, sind die Türme als Eisenbetonfachwerkbauten mit Ausmauerung ausgebildet. Diese Bauart wurde der Kostenersparnis wegen gewählt. Die Säulen der Türme ruhen auf umgekehrten Plattenbalken, sodaß demgemäß der Fundamentstreifen unterhalb der Siloaußenwand als Träger auf drei Stützen und derjenige unterhalb der Turmaußenwand als solcher auf 2 Stützen anzusehen ist. Die untere Platte dieser Balken, welche gleichzeitig die Sohle der Gruben bildet, hat 2 Trennungsfugen erhalten, um die Biegung nicht unnötigerweise

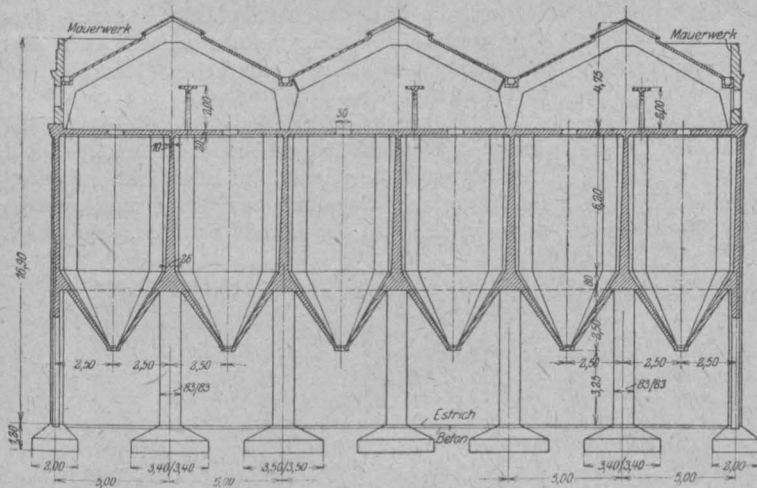


Fig. 3. Querschnitt des Silos.

auf einen zu großen Teil zu übertragen. Die vorhandene Festigkeit des Baugrundes, welcher bis 3 kg/qcm belastet werden durfte, ließ diese

reichen. Das Treppenhaus besteht ebenfalls aus einem ausgemauerten Eisenbetonfachwerk.

Die Füllung des Silos vollzieht sich nun fo!

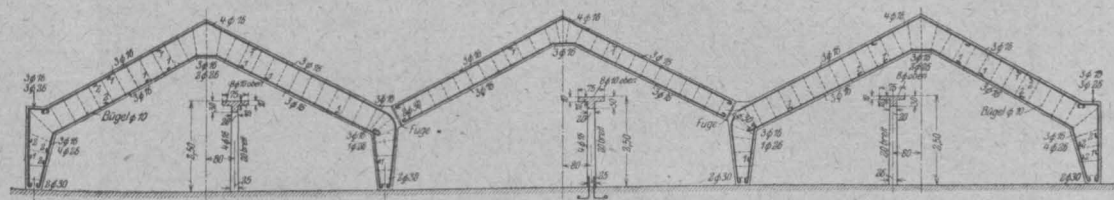


Fig. 4. Ausbildung der Dachbinder.

Maßnahme zu. Die Decke über den Silozellen erstreckt sich auch durch die Türme. Die beiden seitlichen erhielten als oberen Abschluß pyra-

gendermaßen: Die kalzinierte Tonerde wird von auswärts auf Bahnwagen zugeführt und mit Hand in eine neben dem einen äußeren Turm befindliche kleine Einwurfgrube geworfen. Diese Einwurfgrube enthält einen eisernen Trichter, durch welchen das Material auf eine darunter befindliche Transportschnecke fällt. Der Kanal, in welchem diese Transportschnecke läuft, verbindet die Einwurfgrube mit den drei Aufgabetürmen; auf diese Weise gelangt das Material zu drei in den Türmen befindlichen senkrechten Becherwerken. Die Becherwerke heben die Tonerde bis in Höhe der Verteilungsschnecken über den Zellen, von wo aus sie alsdann durch schräge Verteilungslutten in die einzelnen Siloabteilungen fällt. Des flachen Böschungswinkels

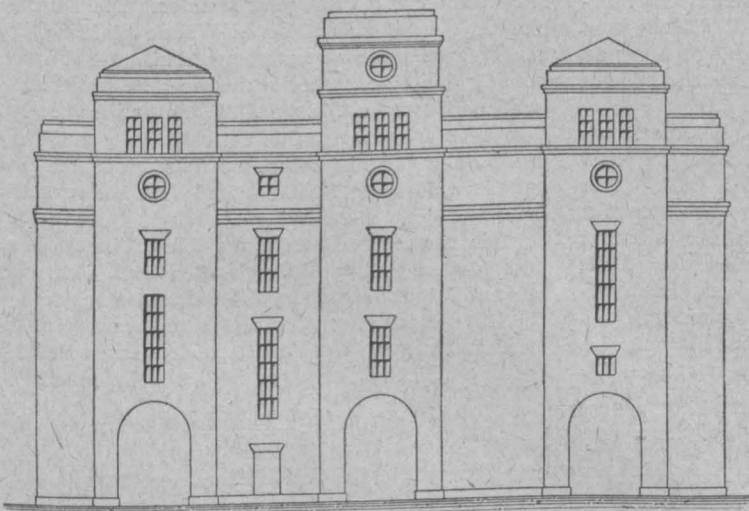


Fig. 5. Ansicht gegen die Türme.

wegen füllen sich diese Zellen fast bis unter die Decke. Transportstege aus Eisenbeton, welche neben den drei Verteilungsschnecken angeordnet sind, ermöglichen eine Kontrolle der Füllung. Der Antrieb dieser maschinellen Einrichtung geschieht durch Elektromotoren von der Decke über den Silozellen aus.

Unterhalb der Trichter läuft eine Hand-Hängebahn, welche das Material zu den Ofenhäusern

bindern die Dachrinnen mittels gußeiserner Röhren durch die Binder geführt wurden, um dieselben nicht in ihren gefährlichen Querschnitten zu schwächen.

Alle übrigen Einzelheiten zeigen die Fig. 5, 7 u. 8. Ich will nochmals besonders erwähnen, daß bei dem Entwurf die allergrößte Rücksicht auf möglichst einfache Schalung und Bewehrung genommen wurde, weil, wie bereits erwähnt, sehr wenig

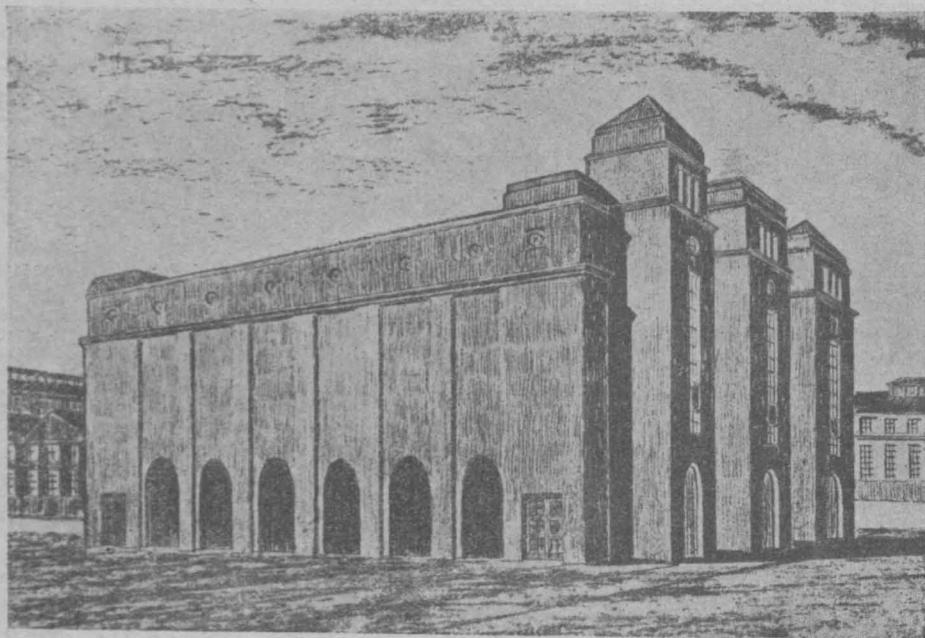


Fig. 6. Perspektivische Darstellung des Bauwerks.

schaft. Der Verschuß der einzelnen Trichter besteht aus gewöhnlichen Schiebern, welche von Hand bewegt werden. Zwischen Hängebahn und Auslaufverschlüssen können automatische Wagen angeordnet werden. (Vgl. Fig. 4 u. 6.)

Die Trennung des eigentlichen Behälters von der Aufgabevorrichtung ergab in architektonischer Hinsicht ein völlig einwandfreies Bild. Der Charakter des Bauwerks als Vorratsbehälter tritt klar hervor, zumal die Trichterböden sichtbar sind, desgleichen empfindet auch der Laie, daß die drei Türme nicht etwa als architektonische Zugabe aufzufassen sind, sondern bestimmten Betriebszwecken dienen müssen. Das Gebäude erhielt einen äußeren rauhen Zementspritzbewurf, sämtliche Innenflächen wurden, soweit sie frei liegen, weiß gekalkt. Die Dachdichtung besteht aus einer Doppellage Ruberoid. Die Entwässerung des Daches wurde in üblicher Weise angeordnet. Hierbei ist zu beachten, daß in den Kehlen zwischen den Dach-

Facharbeiter zur Verfügung standen. Die Durchbildung der Silozellen, deren Wände gleichzeitig als Tragbalken mitbenutzt wurden, die Formgebung der Dachbinder sowie die Bewehrung des ganzen Bauwerkes lassen dies deutlich erkennen. Vor allen Dingen wurden Abbiegungen nur an den Stellen vorgenommen, wo dies mit Rücksicht auf die zulässigen Spannungen nicht zu vermeiden war.

Die statische Berechnung bietet im großen und ganzen nichts Außergewöhnliches. Ich will nur auf folgende Punkte aufmerksam machen:

Die Berechnung der Silozellen wurde unter Berücksichtigung der Vouten in den Ecken durchgeführt. Hierbei ergab sich das Eckmoment zu

$$M_e = - \frac{1}{10,25} p l^2$$

und das größte positive Feldmoment zu

$$M_m = + \frac{1}{36,5} p l^2$$

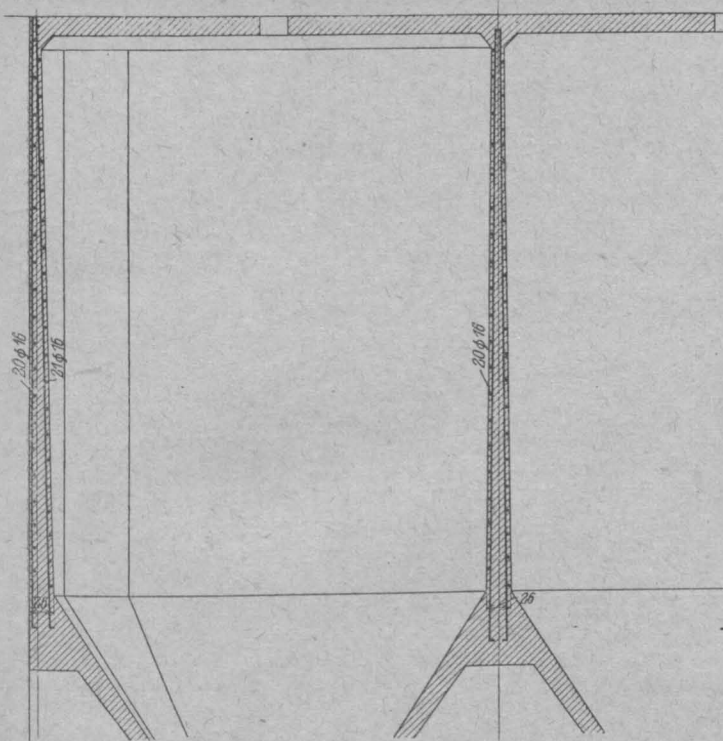


Fig. 7 a. Bewehrung der Zellen (Längsschnitt).

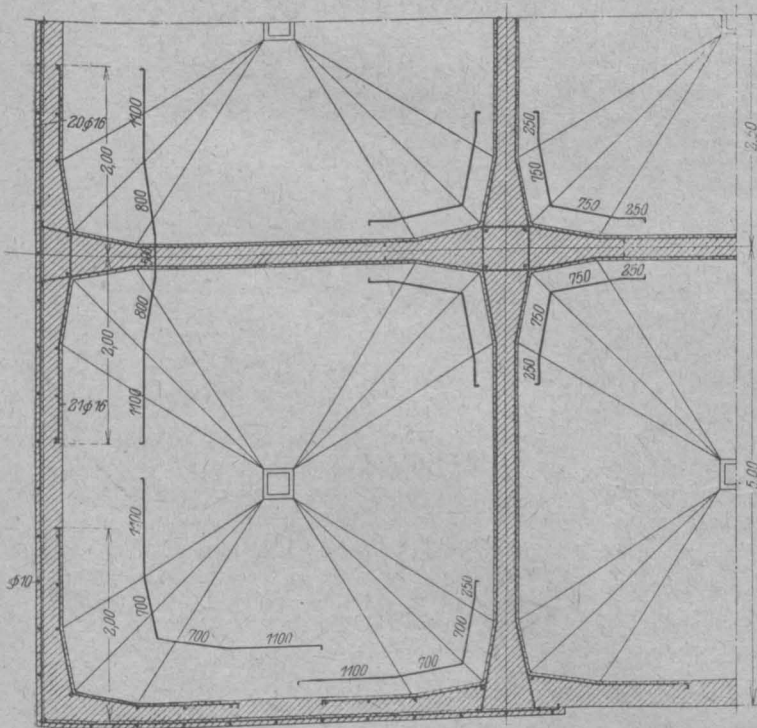


Fig. 7 b. Bewehrung der Zellen (Querschnitt).

und zwar unter Vernachlässigung des Zusammenhanges der in Rechnung gestellten Zelle mit den Nachbarzellen. Gerechnet wurde mit

$$M_e = -\frac{1}{10,9} pl^2 \text{ und } M_m = +\frac{1}{30} pl^2.$$

Der horizontale Seitendruck des Füllmaterials wurde hierbei genau ermittelt und ergab folgende Werte:

Tiefe:	Seitendruck:
X = 0 m	p = 0 t/m ²
1,0 "	0,332 "
2,0 "	0,621 "
3,0 "	0,896 "
4,0 "	1,158 "
5,0 "	1,400 "
6,0 "	1,625 "
7,0 "	1,834 "
8,0 "	2,030 "
9,0 "	2,210 "
10,0 "	2,380 "

Der Bodendruck in Höhe des oberen Trichterrandes, d. h. 6,0 m unter der Oberfläche des Füllgutes, beträgt 4,88 t pro qm, wobei die Reibung berücksichtigt ist. Der Reibungswinkel wurde hierbei zu 15° angenommen. Man erkennt, daß 18,7% des Gewichtes infolge der Reibung zwischen Material und Zellenwänden nicht zur Wirkung auf den Boden gelangen. Die Zellenwände wurden so dimensioniert, daß die Eisseneinlagen unter Berücksichtigung des natürlichen Anlaufes der Wandstärken voll ausgenützt werden. Mit Hilfe der quadratischen Gleichung von Mörsch, deren Koeffizienten sich leicht in Tabellenform für verschiedene Zug- und Druckspannungen von Eisen und Beton ermitteln lassen, läßt sich diese Dimensionierung mit einigem Gefühl rasch durchführen. Es ergaben sich folgende Abmessungen:

Innenwände, Wandmitte:

Tiefe:	Wandstärke:	Eiseneinlagen:
6,0 m	26 cm	4 1/2 Ø 16 innen und außen
4,0 "	20 "	3 1/2 Ø 16 " " "
2,0 "	14 "	3 Ø 16 " " "

Außenwände, Wandmitte:

Tiefe:	Wandstärke:	Eiseneinlagen:
6,0 m	26 cm	4 1/2 Ø 16 außen
4,0 "	20 "	3 1/2 Ø 16 " "
2,0 "	14 "	3 Ø 16 " "

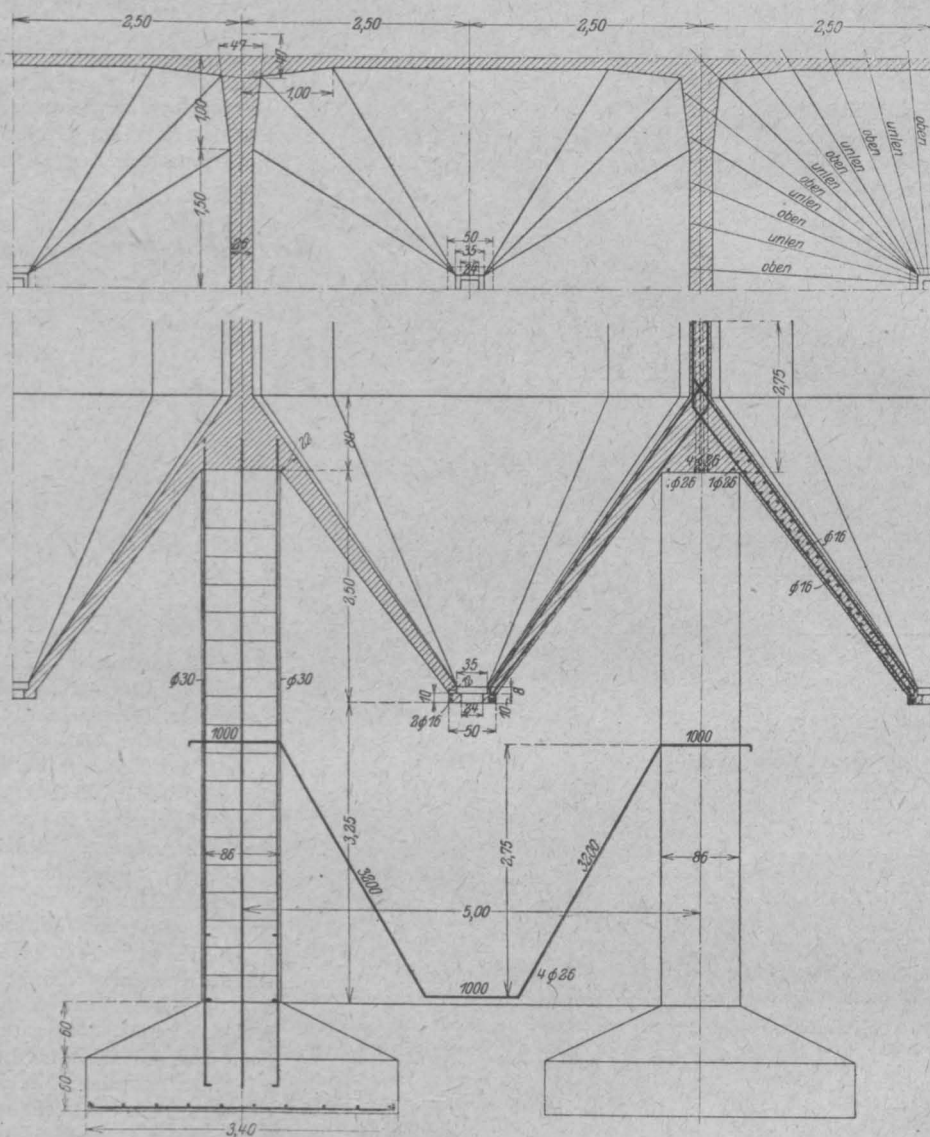


Fig. 8. Bewehrung der Trichter, Trichterbalken, Stützen und Stützenfüße.

Innenwände, Vouten:

Tiefe:	Wandstärke:	Eiseneinlagen:
6,0 m	47 cm	6 Ø 16 innen und außen
4,0 "	41 "	4 1/2 Ø 16 " " "
2,0 "	35 "	2 Ø 16 " " "

Außenwände, Vouten:

Tiefe:	Wandstärke:	Eiseneinlagen:
6,0 m	47 cm	6 Ø 16 innen
4,0 "	41 "	5 Ø 16 " "
2,0 "	35 "	3 Ø 16 " "

Aufbiegungen waren nicht erforderlich.

Die Trichterböden wurden in üblicher Weise berechnet und dimensioniert.

Die Decke über den Silozellen wurde als vierseitig aufgelagerte Platte nach dem Verfahren von Prof. Hager, München, berechnet. Um der Kontinuität Rechnung zu tragen, wurde über den Silowänden die Hälfte der Rundeisen, die in Plattenmitte vorhanden waren, aufgebogen und die gleiche Anzahl mit gleichem Durchmesser hinzugefügt. Als Nutzlast waren 1000 kg/qm vorgeschrieben. Die Stärke der Platte ergab sich hierbei zu 20,2 cm. Den Verteilungsplan der Eisen zeigt nebenstehende Skizze.

Zu erwähnen wäre noch die Berechnung der Dachbinder. Das Bindersystem wurde als zwei Zweigelenkrahmen mit geknickten Querriegeln und zwischen ihnen liegendem Dreiecksbinder aufgefällt. Letzterer ist gelenkartig eingelenkt. Diese Anordnung ergab den Vorteil, daß der Schub des Mittelbinders, welcher 15,2 t für Eigengewicht und Schneelast beträgt, sich in günstigem Sinne auf die beiden seitlichen Zweigelenkrahmen äußert. Infolge des guten Verhältnisses zwischen Stützweite und Höhe der Binderstiele entfällt nämlich der

größte Teil dieses Schubes auf das innere Auflager des äußeren Rahmens, sodaß in diesem an der Innenecke ein großes positives Moment entsteht, welches das negative Moment aus Eigengewicht bedeutend überwiegt und durch das aus einer Temperaturerhöhung entstehende nur unbedeutend vergrößert wird, während das linke Eckmoment durch den Einfluß des Mittelbinders nur unwesentlich vergrößert wird. Das Moment in der Mitte des oberen Querbalkens erfährt durch den Schub des Mittelträgers eine Vergrößerung, die indes auch nicht erheblich ist. Im vorliegenden Falle entfallen von den 15,2 t Schub des Mittelbinders 13,75 t, demnach rund 90 % auf das Lager der Innenstütze, während nur etwa 10 % bis zu dem Außenständer gelangen. Die Einzelausbildung des Binders zeigt Fig. 5.

Die Ausführung erfolgte im Sommer 1917 durch die Tief- und Betonbau-Unternehmung Heinrich Butzer, Dortmund, im Auftrage des Rheinisch-Westfälischen Elektrizitätswerkes, Aktiengesellschaft, Essen, für die Erftwerk-Aktiengesellschaft, Grevenbroich.

WIRTSCHAFTLICHKEIT UND PREISERMITTLUNG IM EISENBETONBAU.

Von Ingenieur H. Paeplow, Hamburg.

In dieser Zeit des steigenden Rohstoffmangels wird man mehr als früher zu einer wünschenswerten Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit bei der Bemessung von Eisenbetonbauteilen kommen müssen. Weil nun der Preis ein selbsttätiger Anzeiger aller Knappheit ist, beugen wir durch Einführung des Preises in unsere Rechnung am besten einer Verschwendung der Rohstoffe vor, die wir uns aus bloßer Bequemlichkeit wirklich nicht mehr erlauben können.

Über die Berechnung der wirtschaftlichsten Abmessungen der Eisenbetonteile sind schon eine ganze Reihe Aufsätze veröffentlicht. Die Verfasser leiten durchweg den Kostenkleinstwert her, geben am Ende ihrer Rechnung meistens sehr umfangreiche Formeln und sagen uns, hierin sind die Einheitspreise der Baustoffe einzusetzen. Wie sich aber diese Einheitspreise für die Formeln zusammensetzen, hat meines Wissens nur Dr. Mayer in seinem Buche von der Wirtschaftlichkeit als Konstruktionsprinzip einmal dargelegt. Leider hat Dr. Mayer diesen zweiten Teil seines vorzüglichen Buches nicht so gründlich behandelt, wie er es eigentlich seiner Wichtigkeit wegen verdiente. Eine Anwendung der Einheitspreise, so wie Mayer sie dort ableitet, in seinen Formeln würde zu falschen Ergebnissen führen.

Vorweg sei gesagt, daß die Preisermittlung an und für sich vollkommen richtig dort dargelegt

ist. Für die Formeln, die ja die Veränderlichkeit der Preise mit den Massen darlegen sollen, kommen aber nicht alle Teilbeträge in Betracht. Es muß von vornherein eine scharfe Trennung durchgeführt werden, und zwar:

1. in Baustoffpreise, Löhne und Betriebskosten, die eng mit den zu verarbeitenden Massen verknüpft sind und bei jeder Änderung dieser Massen sich im Verhältnis mit ändern; und
2. in besondere Arbeiten und Leistungen, die wesentlich gleich bleiben, ob auch die Massen des Betons, der Schalung oder des Eisens zur Erreichung des Kostenkleinstwertes sich wegen Höher- oder Niedrigermachen der Balken, Starker- oder Schwächerwerden der Platten und Säulen ändern sollten.

Trotzdem Dr. Mayer auf diese Gesichtspunkte in der Einleitung mit einigen Worten hingewiesen, hat er sie doch im zweiten Teil ganz außer acht gelassen. Man wird sofort beim Lesen seiner Aufstellung für die Betriebskosten, die Beton-, Schalungs- und Eisenpreise fühlen, daß eine ganze Reihe der Beträge für die Berechnung des Kostenkleinstwertes nicht in Betracht gezogen werden dürfen. Es sollen hier nochmals die Einzelheiten zusammengestellt werden, und zwar so, wie sie für die Wirtschaftlichkeit in die Rechnung einzuführen sind. Die Werte sind allgemein gefaßt

und gelten für alle Baustoffe. Es folgen unter A, B und C diejenigen Beträge, die bei der oben ausgeführten Trennung unter 1. zu buchen sind, während unter D die Teile stehen, die zu 2. gehören.

A. Einzelpreise der Baustoffe:

- a) frei Bahnwagen oder Kahn mit sämtlichen Frachtgebühren,
- b) Ausladen und Beförderung an das Lager (hier kommt nur der Lohn für die Arbeit und etwaige besondere Überwachung der Arbeiter in Frage);

B. Löhne:

- a) Beibringen der Rohstoffe vom Lager zu der Maschine (z. B. Kies zur Mischmaschine),
- b) für Bedienung der Maschinen,
- c) für Verarbeiten des Baustoffs (Einbringen und Stampfen des Betons, Einschalen usw.)
- d) für Nachbehandlung (Nacharbeiten des Betons, Ausschalen);

C. Betriebskosten:

- a) die laufenden Kosten des Kraftbezuges (für Mischmaschine, Aufzüge, Krane);
- D. besondere Arbeiten und Leistungen, die nicht nach Betoncbm, Schalungsqm oder Eisenkg gerechnet werden können:**
- a) der Aufwand an Material und Löhnen für Herstellung, Unterhaltung und Abbruch der Hilfsbauten, wie Zementschuppen, Kiessilo, Kiesbrücken, Gerüste für Winden, Aufzüge, Schalungsgerüste, Lager der Betoniergleise usw.,
 - b) Büroarbeiten und Verwaltung des Lagers,
 - c) Löhne für die Aufsichtsbeamten, Poliere und Bauführer,
 - d) sämtliche Aufräumarbeiten.

Es wird bei einiger Überlegung einleuchten, daß es für die unter D genannten Beträge, besonders auch für die unter c und d, die man in einer solchen Aufstellung gewöhnlich nicht findet, einerlei ist, ob auf Grund einer Wirtschaftlichkeitsrechnung einige hundert cbm von Tausenden gespart werden, da das Anlegen der Hilfsbauten, der Aufzüge, das Legen der Betongleise usw. davon nicht berührt wird, da weder die Büroarbeiten, noch die Löhne der Aufsichtsbeamten wesentlich, noch die sehr ins Gewicht fallenden Kosten der Aufräumarbeiten geringer werden. Verkehrt ist es daher auch, wie es leider noch immer geschieht, diese Kosten nach Betoncbm zu rechnen; denn angenommen, man sparte von 2500 cbm 500 und hätte für die unter D genannten Leistungen dem Kubikmeterpreis 8 M zugeschlagen, so ergäbe sich eine Ersparnis von $500 \cdot 8 = 4000$ M. Wie aber schon klargelegt, tritt eine solche nicht ein, und der Anschlag ist somit irreführend. Ich schlage deshalb vor, die

Betriebskosten unter D nach Kubikmeter umbauten Raumes zu bestimmen, weil der umbaute Raum sich nicht mit ändert. Wo dies, wie bei Brücken u. a., nicht möglich ist, wird man nach anderen Grundsätzen verfahren müssen (ein Zuschlag im Verhältnis der Gesamtkosten ist nicht das richtige). Das Wesentliche bleibt auch hier, daß der Betrag hierfür nicht zum Lohn für den Kubikmeter Beton, den Quadratmeter Schalung oder das Kilogramm Eisen zugeschlagen wird, denn ebenso, wie etwa beim Zuzählen des Schalungs- und Eisenarbeiterlohnes zum Beton-Kubikmeterpreis, würde es auch für das oben Dargelegte gelten, daß man dann nur ein ganz unklares und für die feinere Preisermittlung unbrauchbares Bild der Betonkosten erhält.

Für die Baustoffe Kies, Zement, Eisen und Schalung sollen nun in einem Beispiel die Preise ermittelt und ihre Verwendung in den Formeln besprochen werden.

Kies, frei Kahn	6,50 M/cbm
Abladen in den Kieskasten	1,00 „
	<hr/> 7,50 M/cbm

In dieser 1,0 M ist nur der Lohn für die Arbeit enthalten.

Zement, frei Kahn	40,50 M/cbm
Lösen und Beförderung in den Schuppen	2,00 „
Für verlorengegangene Säcke	0,50 „
	<hr/> 43,00 M/cbm

Beton 1 : 6. Kies : $1,28 \cdot 7,50$ = 9,60 M

Zement: $\frac{1,28}{6} \cdot 43,0$ = 9,20 „

Löhne und Betriebskosten	4,20 „
	<hr/> 23,00 M/cbm

Es sei hier nochmal ausdrücklich darauf verwiesen, daß nur die unter B und C aufgeführten Kosten für Löhne und Betriebsführung in Betracht kommen.

Eisen, frei Bau für 100 kg	23,00 M
Biegen, Verlegen und Beförderung	3,50 „
	<hr/> 26,50 M/100kg

Schalung: Da der Holzbedarf und der Lohn sehr wesentlich von der Höhe des Stockwerks beeinflusst werden, erscheint es hier sofort richtig, die Kosten für Schalungshilfsgerüste nach Kubikmetern umbauten Raumes zu berechnen. Besonders zu untersuchen wäre aber noch wieder, welcher Betrag in die Wirtschaftlichkeitsformeln einzusetzen ist. Weil die Steifen und Hilfsgerüste auch bei wechselnder Balkenhöhe dieselben bleiben, kann natürlich nur der Betrag für die Schalbretter in Frage kommen. Der Lohn, der meistens nach Quadratmetern, im Grundriß gemessen, bezahlt wird, scheidet damit auch aus. Zu beachten bleibt, bei der Schalung fällt es besonders auf,

daß alle durch Nachrechnen fertiger Bauten ermittelten Preise nur Verhältniswerte sind und darum auch nur bei ähnlichen Bauten wieder verwendet werden dürfen.

An einem Bau wurden für ein 6,50 m hohes Geschoß bei 1575 qm Grund- und 3430 qm abgewinkelter Schalungsfläche 5500 qm Schalbretter und 190 cbm Kantholz gebraucht. Wir rechnen daher:

5500 qm Bretter zu 3,60 M/qm	
	= 19800,00 M
Verschnitt 10 0/0, Verschleiß 0,60 M/qm,	
5000 qm Rest zu 3,00 M/qm	= 15,000,00 „ 4800,00 M
190 cbm Steifen zu 60 M/cbm	= 11,400,00 M
Verschnitt 5 0/0, Verschleiß 5 M/cbm,	
180 cbm Rest zu 55 M/cbm	= 9,900,00 M 1500,00 M
Holzverlust	6300,00 M
Lohn für das Hilfsgerüst ohne die Schalung selbst, die mit der Raumhöhe nicht zusammenhängt, beträgt 1575 qm zu 2 M/qm	3150,00 M
	<u>9450,00 M</u>

Hiervon ist der Holzverlust für wirklich als Schalung verwendete Schalbretter abzuziehen, weil dieser Preis ja als veränderlich in die Wirtschaftlichkeitsformel einzusetzen ist und auch mit der Raumhöhe nichts zu tun hat. Dieser Verlust beträgt durchschnittlich 1,20 M/qm bei 3,60 M bis 4,00 M Anschaffungspreis. Außerdem kommt hier noch ca. 0,20 M für Kantholz in Betracht, weil ein Teil desselben nicht von der Stockwerkshöhe abhängt. Also ab 3430 qm zu 1,40 M/qm = 4800,00 M

Rest 4650,00 M.

Bei $6,50 \times 1575 = 10\ 225$ cbm ergibt sich schließlich ein Preis für Rüstung und Lohn von $\frac{4650}{10\ 225} = 0,45$ M für 1 cbm umbauten Raumes.

Es soll damit nun nicht gesagt sein, daß für ein halb so hohes Geschoß nur ein halb so großer Preis gerechnet werden soll, die Einführung des umbauten Raumes geschah nur wegen der besseren Vergleichsmöglichkeit, wie auch schon oben dargelegt. Der Lohn für die einfache Schalung, die nach anderen Gesichtspunkten bestimmt wird, muß nach Quadratmetern Grundriß besonders berechnet werden.

Für Schalung bei Balken darf, wie oben schon erwähnt, in der Wirtschaftlichkeitsrechnung nur der wirkliche Holzverschleiß der Bretter berücksichtigt werden. Das waren hier 1,20 M/qm. Dr.

Mayer schreibt in seinem Buche auf Seite 60, daß man in die Formel (54) für σ nicht den tatsächlichen Schalungspreis, sondern einen fiktiven, weit geringeren einsetzen könnte. Er nennt diese Bemühungen aber gegenstandslos. Ich halte aber das Rechnen mit seinem sogenannten tatsächlichen Schalungspreis für unmittelbar falsch und finde es selbstverständlich, daß mit dem erwähnten weit geringeren Betrag zu rechnen ist.

Als Beispiel soll nach Dr. Mayers Formel ein Mittelfeld eines durchlaufenden Plattenbalkens bemessen werden. Das Moment betrage $M = 54,0$ tm, die Eisenspannung sei 1300 kg/cm². Die Einheitspreise sind nach Vorhergegangenen:

für Beton $\beta = 23,00$ M/cbm,
für Schalung $\sigma = 1,20$ M/qm,
für Eisen $\epsilon = 26,50$ M/100 kg.

Somit wird:

$$h - \frac{d}{2} = \sqrt{\frac{5400}{1,3}} \cdot \sqrt{\frac{0,4 \cdot 1,20 + 1,4 \cdot 26,50}{15 \cdot 0,23 + 2 \cdot 1,20}}$$

$$= 64,5 \cdot 2,53 = 163 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{2} = 9 \text{ cm}$$

$$a = 8 \text{ cm}$$

$$H = 180 \text{ cm}$$

$$f_e = \frac{54,0}{1,63 \cdot 1,3} = 25,4 \text{ cm}; b_o = 15 + 0,4 \cdot 25,4 = 25 \text{ cm.}$$

Wir bemerken sofort, welchen großen Einfluß der im Nenner stehende Beton- und Schalungspreis hat, und erkennen, daß wir unsere Balken mit den alten, höheren Preisen viel zu niedrig gebaut hätten. Aber die große Höhe von 1,80 m und geringe Breite von 25 cm befriedigen uns nicht. Wir wollen uns daher nochmal die Mayersche Formel (53) etwas genauer ansehen, und da finden wir denn auszusetzen, daß die Schalung für die Balkenunterseite nochmal eingesetzt ist, wo doch schon der Holzbedarf bei der durchgehend gerechneten Platte berücksichtigt ist. Das bißchen Mehrverbrauch und der höhere Lohn für die Schräge der Platte darf bei der Wirtschaftlichkeitsrechnung des Balkens nicht in Rechnung gestellt werden. Außerdem ist es ganz klar, daß eine Ersparnis an der Balkenbreite durch Vergrößerung der Feldweite der Platte wieder verloren geht. Weiter ist die von Dr. Mayer für durchlaufende Balken und Platten angegebene Eisenbeizahl r meines Erachtens viel zu hoch. Der Vorteil der Kontinuität geht bei solchem Mehraufwand an Eisen vollkommen wieder verloren. Ich habe immer darauf hingearbeitet, diese Zahl nicht viel über 1 kommen zu lassen, und es ist mir durchweg bei Platten und Balken gelungen, für die Endfelder $r = 1$ und für die Mittelfelder höchstens $r = 1,05$ bis 1,1 zu erhalten.

Die Balkenbreite b_o wird doch wohl meist nach anderen Gesichtspunkten bestimmt; ich halte Dr. Mayers Formel $b_o = 15 + 0,4 f$ nicht für glück-

lich und finde die Formel besser, in der b_0 nicht durch andere Werte ersetzt, sondern zur Verfügung des Konstrukteurs freigelassen ist. Richtiger ist daher die Formel (54) bei Dr. Mayer, in der auch die Berücksichtigung der Balkenunterseite für die Schalung schon bei der Differentiation

fortgefallen ist. Mit $h - \frac{d}{2} = \sqrt{\frac{M \cdot r_e}{\sigma_e (b \cdot \beta + 2\sigma)}}$ ergibt sich für das oben angeführte Beispiel bei $r = 1,0$ und $b_0 = 35$ cm die viel befriedigendere Gesamthöhe $H = 1,20$ m.

$$h - \frac{d}{2} = \sqrt{\frac{5400 \cdot 26,50}{1,3(35 \cdot 0,23 + 2 \cdot 1,2)}} = 64,5 \cdot 1,59 = 103 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{2} = 9 \text{ "}$$

$$a = 8 \text{ "}$$

$$H = 120 \text{ cm}$$

Damit entfällt auch, was Dr. Mayer auf Seite 60 selbst gegen seine Formel sagt.

Zusammengefaßt sei nochmal betont, worauf es mir in dem Aufsatz ankam. Ich wollte darauf aufmerksam machen, daß ein großer Teil der Beträge zu den Einheitspreisen der Baustoffe und

der Betriebskosten, wie sie gewöhnlich berechnet und auch in den Büchern geschildert werden, für die Wirtschaftlichkeitsrechnung außer Betracht bleiben muß. Weiter war es meine Absicht darauf hinzuweisen, wie ungewöhnlich grob das übliche Verfahren des Veranschlagens ist und wie wenig tiefer die Lehrbücher, z. B. auch Kleinlogel in seinem Buche vom Veranschlagen von Eisenbetonbauten, in die Geheimnisse dieses so wichtigen Zweiges der Entwurfstechnik hineinleuchten. Das läßt erkennen, daß wohl bei allen Firmen die Preisbildung sehr im argen liegt, wenn es nicht schon aus den Verdingungsergebnissen hinreichend bekannt wäre. Was uns da not tut, ist das Eindringen der Wissenschaft in die Betriebsführung. Mit wie feinen Mitteln z. B. Taylor in einer wissenschaftlichen Betriebsführung die Selbstkostenermittlung durchgeführt wissen will, hat Dr. Mayer in seinem bekannten Vortrage überzeugend dargelegt. Ich habe in diesem Aufsatz versucht, die Preisbildung in ihrer Beziehung zur Wirtschaftlichkeit näher zu beleuchten und hoffe, die Anregung zu einer weiteren Erörterung gegeben zu haben.

DIE BESTIMMUNG VON RAHMENQUERSCHNITTEN.

In „Armierter Beton“, Jahrg. 1919, Heft 1, S. 3 uff. bringt Herr H. Schlüter unter dem Titel „War die bisherige Bestimmung von Rahmenquerschnitten mit dem Mittelmoment wirklich falsch?“ eine Rechtfertigung der bisher bei der Bemessung von Eisenbetonquerschnitten gebräuchlichen Berechnungsweise, welche auf der von Mörsch abgeleiteten Gleichung dritten Grades beruht, gegenüber einem neuen, zuerst von Herrn Ingenieur Löser abgeleiteten und später von Herrn Dr.-Ing. Kunze weiter ausgebauten Berechnungsverfahren. Der Verfasser wies nach, daß es erstens praktisch unmöglich ist, die statische Achse eines Rahmen- oder Bogenträgers so aufzufassen, wie es die Verfechter des neuen Verfahrens tun, zweitens, daß bei Gebrauch der Mittellinie als statische Achse der etwa begangene Fehler in zulässigen Grenzen bleibt. Herr Schlüter gibt zu, daß das Löser'sche Verfahren theoretisch richtig sei, und bestreitet lediglich seine Anwendbarkeit beim Entwurf. In folgenden Zeilen seien zur Klärung der vorliegenden Frage noch einige Punkte berührt, um gleichzeitig darzutun, daß das alte gebräuchliche Verfahren bei der Berechnung statisch unbestimmter Konstruktionen der anzustrebenden theoretischen Genauigkeit am nächsten kommt.

Bei der Berechnung eines Eisenbetontragwerkes, sei es ein Rahmen- oder Bogenträger, ließen sich theoretisch drei Möglichkeiten für die Festlegung der statischen Achse in Erwägung

ziehen: 1. Die Achse gedacht als Verbindungslinie der Schwerpunkte bzw. Mittelpunkte der homogen angenommenen Querschnitte, 2. als Verbindungslinie der Querschnittsschwerpunkte unter Berücksichtigung der Eiseneinlagen, 3. als Verbindungslinie der Schwerpunkte der bei Ausschluß der Betonzugspannungen noch wirksamen Querschnitte. Die Wahl der Mittellinie führt am raschesten zum Ziel, sie setzt das Bekanntsein der Querschnittsabmessungen voraus. Das zweite Verfahren erfordert außerdem die Kenntnis des Eisenquerschnitts. Man ist also zu Beginn der Rechnung zu Annahmen über die Querschnittsgrößen genötigt. Auch das dritte Verfahren verlangt solche Annahmen, ferner die Kenntnis der Lage der Nulllinie in den einzelnen Querschnitten. Abgesehen davon, daß diese mit jedem neuen Belastungsfall wechselt, woraus schon die Unbrauchbarkeit dieses Verfahrens hervorgeht, ist ihre Ermittlung im voraus auch angenähert nicht möglich. Es ist nicht richtig, die tatsächliche Lage der Nulllinie aus dem bekannten, die Zugzone des Betonquerschnitts vernachlässigenden Bemessungsverfahren herleiten zu wollen, um daraus weiter die statische Achse zu bestimmen. Denn, daß der Betonquerschnitt auf der Zugseite überall spannungslos sei, ist eine Annahme, welche lediglich deshalb Eingang in die Statik des Eisenbetonbaus gefunden hat, weil sie für die Bemessung der Eisenbetonquerschnitte

bei erhöhter Sicherheit einfache Formeln liefert. Macht man aber einmal diese Voraussetzung (Spannungslosigkeit des Betons in der Zugzone) für die Ermittlung der statischen Achse, dann müßte man folgerichtig auch die entsprechenden Trägheitsmomente zugrundelegen, was natürlich nicht möglich ist.

Aber abgesehen davon, würde man mit Größen rechnen, die den tatsächlichen Verhältnissen nicht mehr entsprechen, da man gleichsam überall da, wo wenn auch nur kleine Zugspannungen auftreten, bis zur Nulllinie verlaufende Risse annimmt. Man liefe sogar Gefahr, bei statisch unbestimmten Systemen gewisse Querschnitte zu günstig zu rechnen und insbesondere die Zusatzspannungen zu klein zu ermitteln. Herr Dr.-Ing. Kunze empfiehlt die Anwendung des neuen Verfahrens nur für Querschnitte, in denen Zugspannungen von mehr als 12 kg/cm^2 auftreten. Es gibt aber in allen Eisenbetontragwerken — manchmal größere — Strecken der Achse, wo in den Querschnitten die Betonzugspannung unter dieser Grenze bleibt.

Ein schwerwiegender Nachteil des neuen Verfahrens ist die Nichtanwendbarkeit des Superpositionsgesetzes und folglich auch der Einflußlinien. Ehe man diese unentbehrlich gewordenen Hilfsmittel der Statik aufgibt, wird man gern auf eine neue Theorie verzichten, wenn sie auch scheinbar genauere Ergebnisse verspricht. Nach wie vor wird man also bei der Berechnung statisch unbestimmter Systeme voll wirksame Betonquerschnitte annehmen müssen und dem entsprechend die statische Achse wählen. Der Wirklichkeit am nächsten kommt das Verfahren, das die Verbindungslinie der Schwerpunkte der vollen Querschnitte einschließlich Berücksichtigung des Eisenquerschnitts als Achse

annimmt. Wo mit Sicherheit Zugrisse zu erwarten sind, kann näherungsweise ein entsprechend vermindertes Trägheitsmoment in die Rechnung eingeführt werden, ohne daß es nötig wäre an, der betreffenden Stelle eine Ausbuchtung der Achse vorzunehmen. Man wird im Gegenteil oft genötigt sein, die bei der Eigenart des Eisenbetons sich ergebende unregelmäßige Linie der Achse auszugleichen und durch gerade oder einfach gekrümmte Linien zu ersetzen. Bei der Bemessung hat man dann nur nötig, die Lage des jeweils betrachteten Querschnitts zur Achse zu berücksichtigen, das heißt, man hat das Mittenmoment aus dem auf die Achse bezogenen Moment und der Normalkraft zu ermitteln. Werden die Abweichungen bei der Querschnittsbemessung gegenüber den gemachten Annahmen unzulässig groß, so ist die Rechnung mit neuen Grundlagen zu wiederholen.

In den meisten Fällen der Praxis wird auch die Wahl der Mittellinie (ohne Berücksichtigung der Eiseneinlage) als Achse gerechtfertigt sein, da die Unterschiede gegenüber dem genaueren Verfahren mit Berücksichtigung der Eiseneinlage kaum ins Gewicht fallen. Bei unberichtigter Achse sind die erhaltenen Mittenmomente gleichzeitig auch die Achsenmomente — natürlich nicht im Sinne von Herrn Löser bezogen auf die Schwerachse des rechnermäßig ermittelten wirksamen Querschnitts, sondern auf die wagrechte Mittellinie des gesamten Betonquerschnitts. War die Achse durch Ausgleich erhalten, so sind vor der Bemessung der Querschnitte die auf die Achse bezogenen Momente in die Mittenmomente zu verwandeln.

Obercassel (Siegkr.), den 5. Februar 1919.
Dr.-Ing. Gilbrin.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden.

I. Der Baustoff.

Seine Herstellung, Bearbeitung und Eigenschaften.

Baustoffuntersuchungen.

Kostenberechnung für Eiseneinlagen im Eisenbetonbau. Mitteilung über die Ermittlungen von Robert Dudek in Magyarovar (Ungarn). Es werden die Kosten für das Abbiegen, das Hakenbiegen, Anförderung, Schneiden usw. berechnet. Der Brückenbau 1919 Heft 2.

Der bayerische Traß und seine Bedeutung für Österreich-Ungarn. Von H. Lingl, München. Die Veröffentlichung zerfällt in drei Hauptteile: 1. Darlegungen über den hohen Wert des Trasses als hydraulisches Bindemittel, die in Österreich weniger bekannt sein dürften, da das

Land von den rheinischen Traßgebieten zu entfernt lag, als daß die Verwendung von Traß im Bauwesen in Frage kommen konnte; 2. der mörteltechnische Wert des bayerischen, in der Gegend von Donauwörth vorkommenden Trasses im Vergleich mit dem rheinischen Trasse; 3. die Bedeutung des bayrischen Trasses für die Länder des früheren Österreich-Ungarn und des Balkans. Wochenschr. für den öffentlichen Baudienst 1919 Nr. 1/2.

Der Einfluß des Schlammgehaltes auf die Festigkeit des Zementmörtels und Betons. Kurze Mitteilung über Versuche bezgl. dieser Frage, die beim Bau der Soroksaer Donauschiffsschleuse angestellt worden sind. Die Festigkeiten sind infolge der Schlammbeimengungen

bedeutend zurückgegangen. (Zahlenangaben.) Ein erneuter Beweis, daß die frühere Behauptung, der Traß wirke nicht als Bindemittel, sondern nur wegen seiner Staubfeinheit, falsch war. Wochenschr. für den öffentl. Baudienst 1919 Heft 1/2.

Sandzement. Gegen den durchaus nicht neuen Vorschlag, Zement durch feingemahlenen Sand teilweise zu „ersetzen“, wenden sich einige Zeilen in der Tonind.-Ztg. 1919 Nr. 9. Das Feinmahlen des Sandes sei so kostspielig, daß der wirtschaftliche Vorteil verschwinde.

Güteverhältnisse österreichischen Portlandzements. Kurzer Auszug aus den Mitteilungen Jahrgg. 1918 Heft 2 des techn. Versuchsamtes in der österr. Wochenschr. für den öffentl. Baudienst 1918 Nr. 48 und in den Mitt. für Zement u. Beton Nr. 1 der D. B. Ztg. 1919. Bei den 1917er Versuchen, die hier besprochen werden, wurde zum ersten Male Normensand verwendet.

Beton aus Hochofenschlacke. In Stahl und Eisen 1919 Nr. 7 wird von hüttenmännischer Seite zu dem unter gleichem Titel erschienenen Buche Kleinlogels Stellung genommen. Zu dem ersten und zweiten Teile, die sich mit der Entstehung der Hochofenschlacke und den Erfahrungen bei ihrer Anwendung zur Betonbereitung befassen, wird bedauert, daß durch die vereinbarungswidrige Bekanntgebung der Firmen, die Versagefälle zu verzeichnen hatten, wirtschaftliche Schädigungen verursacht wurden. Vornehmlich wendet sich der Verfasser gegen Kleinlogels III. Teil, in dem er in Punkt 3 und 6 Vorschläge über die Schlackenuntersuchungen macht, die nicht durchführbar seien. Auf keinen Fall könne den Hütten zugemutet werden, daß sie eine Haftung für unter Verwendung von Schlacken ausgeführte Betonbauten übernehmen, da man dann jedes Mißlingen auf die Schlackenverwendung zurückzuführen geneigt sein würde. Ein Risiko bestehe angesichts der nur verschwindend seltenen und nicht völlig aufgeklärten Versagefälle für die Bauunternehmer nicht, wenn sie Hochofenschlacke zur Betonbereitung verwenden. In dieser Auffassung stimmen die Hüttenleute und Kleinlogel überein.

Brennstoffsfragen in der Zementindustrie. Von Harry Stehmann. Verteidigung des mechanisch betriebenen Schachtofens, gegen eine Bevorzugung des Drehrohrofens, die in „Zement“ 1919 Nr. 2 erschienen war. Die Wärmeverluste seien beim mechanisch betriebenen Schachtofen nur halb so groß wie beim Drehrohr-ofen. Tonind.-Ztg. 1919 Nr. 20.

II. Theorie.

Festigkeitslehre, Statik, Bemessungsverfahren.

Ungünstigste Stellung eines Lastenzuges und größtes Biegemoment des

Balkens auf zwei Stützen. Im Zentralblatt der Bauverwaltung 1916 S. 654 hat Herr Eisenbahning. Neumann ein zeichnerisches Verfahren zur Auffindung der gefährlichsten Laststellung am Balken auf 2 Stützen mitgeteilt. (Vgl. Lit.-Schau 1918 S. 251). Herr Dipl.-Ing. O. Henkel hat im Zentralblatt 1917 S. 258 sein außerordentlich einfaches rechnerisches Verfahren entgegengestellt und das Neumannsche als umständlich bezeichnet. (Vgl. Lit.-Schau 1917, S. 195.) Dem hat Herr Ingenieur Neumann entgegengehalten, daß das größte Moment nicht immer, wie Henkel annimmt, unter der größten der der Resultierenden am nächsten liegenden Lasten auftritt. Die Schriftleitung des Blattes nimmt dazu folgende Stellung ein: Das Henkelsche rechnerische Verfahren trifft einwandfrei nur zu, wenn die größte Last zugleich die der Resultierenden am nächsten liegende ist. In anderen Fällen ist die umständlichere Untersuchung nach Neumann vorzunehmen. Zentralblatt der Bauv. 1919 Nr. 12.

Die Berechnung der durchlaufenden Balken und Rahmen mit veränderlichem Trägheitsmoment. Mit zahlreichen Hilfstabellen. Von Ing. A. Straßner, Frankfurt a. M. 54 Abb. In der vorliegenden Behandlung des Stoffes wird die Kenntnis der „Neueren Methoden zur Statik der Rahmentragwerke und elastischen Bogen-träger“ Berlin 1916 vorausgesetzt. Trotzdem bilden auch für sich genommen die Darlegungen viel Interessantes. Der Brückenbau 1919 Heft 2 ff.

III. Versuche mit Eisenbeton.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

Neue Vorschriften für Eisenbeton-Treppenstufen der Stadtgemeinde Wien. Die Ende 1918 herausgegebenen Vorschriften treten an Stelle der 1906 erschienenen. Ihr Inhalt findet sich angegeben in der D. B. Ztg. 1919 Mitt. für Zem. und Beton Nr. 4.

Die neuen österreichischen Vorschriften über Eisenbeton und Stampfbeton. Von Dr.-Ing. H. Haberkalt, Wien. Am 18. September 1918 hat das österreichische Ministerium für öffentliche Arbeiten in Wien wesentliche Abänderungen zu der bisher geltenden Vorschrift vom 15. Juni 1911 verfügt. Zweck: Bessere Ausnutzung der Baustoffe. Die wichtigsten Bestimmungen und eine Vergleichung der neuen österreichischen Vorschriften mit den deutschen von 1916 (an die sie sich außerordentlich annähern) findet sich in der D. Bau-Ztg. 1919 Mitt. f. Zement und Beton Nr. 1.

V. Anwendungen und Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbetonbauweise. Fertigerzeugnisse. Neue Anwendungen, Bauunfälle.

Verstärkung von Beton- und Eisen-

betonkonstruktionen. Von Ing. G. Mahir Berlin-Wilmersdorf. Bericht über Versuche, die Verfasser zu dem Zwecke angestellt hat, zu ermitteln, ob — der allgemeinen Ansicht entsprechend — Eisenbetonkonstruktionen, die durch Aufbringen einer Betonschicht verstärkt wurden, an der Ansatzstelle zerstört werden. Es hat sich gezeigt, daß bei guter Vorbereitung der Ansatzfläche eine völlige Verbindung beider Teile mit dem Erfolge eintritt, daß die gleiche Bruchlast wie bei einem einheitlichen Körper erreicht wird. D. B. Ztg. 1919 Mitt. für Zement und Beton Nr. 4 u. 5.

Anwendung von Eisenbeton zu Drahtzugleitungen. In der Tonind.-Ztg. 1919 Nr. 19 wird vorgeschlagen, die bisher in Gußeisen ausgebildeten Leitungsständer für die Drahtzugleitungen sowie die Kanäle für diese Leitungen in Eisenbeton auszubilden; die mannigfachen Vorteile dieser Baustoffverwendung werden zutreffend dargelegt.

Dichtung gußeiserner Wasserleitungsröhren mittels Zements. Versuche im Ingenieur-Laboratorium der Universität Minnesota haben gezeigt, daß Zement mit bestem Erfolge an Stelle von Blei verwendet werden kann. Ohne daß Undichtigkeiten zu verzeichnen waren, sind 16 Atm. Innendruck angewendet worden. Vgl. „Zement als Nothelfer“ Literaturschau im Februarhefte. Engineering News vom 23. Mai 1918. Schweiz. B. Ztg. vom 1. II. 1919.

Welche Betonhohlblockgröße soll man wählen? Die Anwendung von Zementhohlblöcken an Stelle von Ziegelmauerwerk sei wieder vorteilhafter geworden, seit man magere Mischungen verwende und die erforderliche Festigkeit durch Verlängerung der Lagerungsdauer erziele. Dadurch lasse sich die Durchfeuchtung hintanhaltend. Die sich nun aufwerfende Frage, welche Blockgröße zweckmäßig anzuwenden sei, wird hier erörtert und dahin entschieden, daß große Blöcke in jeder Beziehung den Vorzug verdienen. Tonind.-Ztg. 1919 Nr. 15.

Kohle und Beton. Von Reg.-Bmstr. Dr.-Ing. Petry, Direktor des Deutschen Betonvereins. Die wiederholten Angriffe auf die Betonbauweise, bei denen behauptet wird, Kohle griffe Beton an, weist Direktor Dr. Petry auf das richtige Maß zurück. Die Schädigungen im Beton sind meist geringfügig, sie treten nur auf, wenn die Kohlen schwefelreich und feucht sind. Anregung, versuchsweise Estrichgipsauskleidungen anzuwenden (CaSO_4). Tonind.-Ztg. 1919 Nr. 11.

Ersatz für Eisenbauten. Reg.-Bmstr. Dr.-Ing. W. Petry, Direktor des Deutschen Betonvereins erwidert in Beton und Eisen 1919 Heft II/III auf die unter gleicher Überschrift in der D. B.-Ztg. 1918 Nr. 75, 76 und 79 erschienenen Ausführungen von Dr.-Ing. G. Barkhausen.

2. Hochbau.

Der Betonbau auf der Ausstellung „Sparsame Baustoffe“ (Schöner Ausdruck!) in Berlin. Deutsche Bau-Ztg. 1919 Mitt. für Zement und Beton Nr. 4. Die Besprechung befaßt sich allein mit den Anwendungen des Eisenbeton- und des Betonbaus. Behandelt werden die Ausstellung über Empergers (sparsame) Gußeisen-Betonbauweise, die Dr. Bauer & Dr. Mautnersche Eisenbeton-Pilzdeckenbauweise, deren Hauptzweck Schalungersparung bildet; die Bauweise der Gesellschaft Eckelt-Berlin wird weniger gut beurteilt, günstiger das Allbau-System der Allgem. Österr. Bauges., das einfache eiserne Schalungen benutzt. Das Gnika-Verfahren (Berlin-Halensee) Gußbeton durch Druckluft zu fördern, müsse sich erst praktisch bewähren. Torfoleum von Ed. Dyckerhoff (Poppenhagen) scheine ein sehr gutes Wärmeschutzmittel zu sein. Auch die auf der Ausstellung vorgeführten Untersuchungsergebnisse (Münchner Techn. Hochschule) über die Wärmedurchlässigkeit verschiedener Wandarten werden auszugsweise wiedergegeben. Auch über die Schilfrohr-Betonplatten nach von Klein wird berichtet. Hinweis auf die Schrift: Der Thermosbau, P. A. R. Frank. (Forts. folgt.)

Der Thermosbau. Dr. Ernst Mautner bespricht das Wesen und den Wert der von P. A. R. Frank und A. Pohlmann erfundenen und auf der Berliner Baustoffausstellung vorgeführten Eisenbetonfachwerksbauweise, die besonders gegen Wärmeverluste schützt. Beton und Eisen 1919 Heft II/III.

Ofenhalle aus Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. A. Lippacher b. d. Fa. Heinrich Butzer, Dortmund. Eine 90 m lange, 50 m breite und 25 m hohe zweischiffige Halle ohne Besonderheiten, jedoch in wohlgelungener Form und Architektur. Binderentfernung 6,0 m, dreistielige Binder. Kranbahn-Konsolen an den Binderstielen. Drei Fußgelenke. Kleine Zweigelenkrahmen für die Laterne. Wiedergabe der statischen Untersuchung der Binder, die nach dem Satze vom Minimum der Formänderungsarbeit durchgeführt worden ist. Lichtbilder, Schnitte, Binderbewehrungsbild. D. B. Ztg. 1919 Mitt. für Zement und Beton Nr. 4.

3. Brückenbau.

Der Neubau der Brücke über die alte Donau bei Wien. Von Ing. Rudolf Wallner, Baukommissär im Staatsdienste für öffentliche Arbeiten. Im Abschnitt II dieses Berichtes werden ins Einzelne gehende Angaben über die Widerlagergründung auf 124 Eisenbeton-Rammpfählen gemacht. Zahlreiche Abbildungen. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst 1919 Heft 3-4.

5. Grundbau (Pfahlgründungen).

Rammen von Eisenbetonpfählen mit dem holländischen Rammgerüst. Von Ing.

A. S. Buisman. Verfasser stellt der zunehmenden Verbreitung von im Boden hergestellten Eisenbetonpfählen, die in Holland die Holzpfähle mehr und mehr verdrängen, das Beispiel einer ausgedehnten Eisenbetonpfahl-Rammung in Holland. Indien, die gute Erfolge aufweist, gegenüber in De Ingenieur 1919 Nr. 7.

6. Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und Städtischer Tiefbau.

Tunnelbau unter Wasser. A. Haag veröffentlicht im Zentralblatte der Bauverw. 1919 Nr. 11 eine sehr interessante Arbeit über die Trockenhaltung der Arbeitsstelle beim Bau des Spreetunnels der A. E. G., des Treptower Spreetunnels, des Hamburger Elbetunnels und des Holtenauer Tunnels. Verf. tritt für Taucherglocken und Vortriebschilde ein.

Eisenbahnwagen aus Eisenbeton. In Süd-Wales sollen nach dem „Timber Trades Journal“ Eisenbahnwagen von der Ebbro-Vale-Steel Co. in Eisenbeton erbaut worden sein. Die Versuche seien günstig verlaufen. Die technische Möglichkeit ist nicht zu bezweifeln, wohl aber die Wirtschaftlichkeit, denn Eisenbahnwagen und Flugzeuge dürften, da sie ein möglichst geringes Eigengewicht haben sollen, wohl das Letzte sein, wozu sich Eisenbeton eignet. Wochenschrift für den öffentl. Baudienst 1919 Heft 1/2.

7. Schiffbau.

Motorsegler aus Beton. Kurze Mitteilung über zwei in Dänemark (Naestved) im Bau be-

findliche Motorsegler von knapp 40 m Länge. Beton und Eisen 1919 Heft II/III.

Über einige Fragen des Eisenbetonschiffbaus. Bericht über den Artikel des Herrn Reg.-Baumstr. E. Fucker in der Frankfurter Zeitung. Dasselbst wird der Rüdigersche Leichtbeton wiederum als der gegebene Ausweg aus den Schwierigkeiten der Eigengewichtsverhältnisse angegeben. Der Berichtgeber fügt hinzu, daß man nicht schlechthin Portlandzement, sondern besonders geeignete Arten für den Schiffbau verwenden solle. Tonind.-Ztg. 1919 Nr. 13.

Die Probefahrt eines großen Eisenbetonfahrzeuges. Von San Francisco aus hat eine Probefahrt mit einem Dampfer von 5000 t Wasserverdrängung auf 10 Seemeilen Entfernung bei 10 Knoten Geschwindigkeit stattgefunden. Voll befriedigender Verlauf. Die anschließende Reise Francisco—Vancouver ist trotz stärkster Anforderungen an das Schiff (haushohe Wellen) ohne jede Beschädigung des Schiffes zurückgelegt worden. Beton und Eisen 1919 Heft II-III (20 Zeilen).

VI. Sonstiges.

Personal- und Vereinsnachrichten, Wirtschaftliches usw.

Die Verwaltung der Werkstattzeichnungen. Praktische Winke über die vorteilhafteste Art der Anfertigung und Aufbewahrung des Zeichnungsschatzes in ausführenden Betrieben. Von Prof. E. H. Ehmke, München. Industriebau 1919 Nr. 2.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Übermäßige Ersatzforderung gegen den Hersteller eines unter Garantie der Dichtigkeit hergestellten undichten Daches.

(Entscheidung des Oberlandesger. Hamburg vom 5. Juni 1918.)

(Nachdruck verboten.) Der Beklagte hatte es übernommen, das Dach des dem klagenden Fabrikanten gehörigen Lagerhauses mit Ruberoid zu decken, wobei er Garantie für die Dichtigkeit des Daches geleistet hatte. Da das Dach trotz mehrfacher Reparaturen undicht blieb, so ließ der Fabrikant schließlich das Lagerhaus mit einem neuen, aus Holz und Asphaltpappe hergestellten Pultdache versehen und forderte Erstattung des von ihm dafür aufgewendeten Betrages von dem Beklagten.

Indessen hat das Oberlandesgericht Hamburg nur ein Fünftel des verlangten Betrages dem Kläger zugesprochen und im übrigen seinen Anspruch abgewiesen. Hierbei folgte das Gericht dem Gutachten des Sachverständigen, welcher ausgeführt hatte, daß die Überdachung des ganzen Daches mit einem Pultdach weit über das Erforderliche hinausgehe. Eine Neuherstellung von 60 qm Ruberoid unter einem ca. 140 qm umfassenden Schutzdach wäre, so hatte der Sachverständige gemeint, ausreichend gewesen, um das Dach dicht zu machen, dessen Undichtigkeit in der Hauptsache auf die Mangelhaftigkeit des Zementdaches, auf das der Beklagte das Ruberoid hatte legen müssen, zurückzuführen sei. Nur zum kleinen Teil

sei die Undichtheit des Daches durch die ungenaue Arbeit des Beklagten verursacht.

Gegenüber dem Einwande des Klägers, daß sein Sachverständiger ihm die Aufsetzung eines ganzen Pultdaches empfohlen und der Beklagte sich vor Ausführung dieser Ersatzarbeit jeder Beseitigung der Mängel oder auch nur eines Vorschlages über die Art der Abhilfe enthalten habe, verwies das Gericht auf § 633, Abs. 3 BGB., wonach der Besteller eines Werkes von dem bei der Beseitigung eines Mangels säumigen Unternehmer nur den Ersatz der „erforderlichen“ Aufwendungen verlangen kann.

Der Besteller eines Werkes läuft, so führte das Oberlandesgericht aus, immer das Risiko, daß seine Ersatzarbeiten später als über das Maß des Erforderlichen hinausgehend erachtet werden — auch dann, wenn er sich sachverständiger Hilfe bedient und der Unternehmer sich völlig passiv verhält. Auf den guten Glauben des Bestellers oder den Rat anderer Sachverständiger kann es nicht ankommen, sondern es kommt nur darauf an, was zur Wiederherstellung der Dichtigkeit des Daches erforderlich war. (Oberlandesger. Hamburg, VI. 15. 6. 18.)

Zur Frage der Fürsorge für die Unfallverletzten durch die Berufsgenossenschaften.

(Erlaß des Reichsversicherungsamtes vom 9. Juli 1918.)

(Nachdruck verboten.) In einem an den Verband der deutschen Berufsgenossenschaften gerichteten Erlasse führt das Reichsversicherungsamt folgendes aus:

Das Reichsversicherungsamt hat von jeher die Sorge für die sachgemäße Frühbehandlung der Unfallverletzten als eine der vornehmsten Aufgaben der Berufsgenossenschaft betrachtet und dahin zu wirken gesucht, daß die Träger der Unfallversicherung von der ihnen nach §§ 580, 946, 1513 der Reichsversicherungsordnung zustehenden Befugnis, das Heilverfahren bereits innerhalb der gesetzlichen Wartezeit zu übernehmen, umfassenden Gebrauch machen.

In der Zeit vor Ausbruch des Krieges haben sich auch zahlreiche Berufsgenossenschaften mit eifrigem Verständnis der Frühbehandlung Verletzter angenommen. Die großen Verluste an Menschenleben infolge des Krieges machen eine haushälterische Fürsorge für die noch vorhandenen Arbeitskräfte zur dringenden Pflicht. Daher ist jetzt mehr als je eine möglichst frühzeitige und infolgedessen besonders wirksame Heilbehandlung der Unfallverletzten geboten. Trotzdem ist in den letzten Jahren die Zahl der Fälle, in denen die Berufsgenossenschaften das Heilverfahren bereits innerhalb der ersten dreizehn Wochen nach dem Unfall übernommen haben, bedauerlich zurückgegangen.

Das Reichsversicherungsamt verkennt nicht, daß hierfür zum Teil der Mangel an ärztlichen Sachverständigen sowie an Arbeitskräften bei den Berufsgenossenschaften und den sonst beteiligten Stellen und die dadurch bedingte Verzögerung bei Aufklärung der einzelnen Unfälle verantwortlich zu machen sind. Gleichwohl muß tatkräftig versucht werden, diesem unerfreulichen Zustande abzuweichen und das Interesse der Versicherungsträger nachdrücklich auf die Frühbehandlung der Unfallverletzten zu richten. (Reichsversicherungsamt, I 4375/18.)

Anspruch des im Rentenstreitverfahren zum Zwecke der Untersuchung in ein Krankenhaus eingewiesenen Verletzten auf Ersatz seines Lohnausfalles während der Dauer der Untersuchung.

(Reichsversicherungsamt 15. V. 18, 12. Rek. Ser.)
(Nachdruck verboten.) Ein Unfallverletzter war während des Rentenstreites zum Zwecke der Untersuchung einem Krankenhaus überwiesen worden. Er beanspruchte neben der Rente auch Erstattung des ihm durch den Aufenthalt im Krankenhaus verursachten Lohnausfalles und drang mit seinem Verlangen durch.

Mit Recht — so entschied das Reichsversicherungsamt — verlangt der Verletzte für die Dauer der Untersuchung im Krankenhaus nicht nur die Rente, sondern auch Ersatz des ihm durch den Aufenthalt im Krankenhaus entstandenen Lohnausfalles. Die beklagte Berufsgenossenschaft kann sich nicht etwa darauf berufen, daß dem Verletzten während der fraglichen Zeit statt der Rente Heilanstaltspflege gewährt wurde. Der Kläger ist ausdrücklich zum Zwecke der Untersuchung, nicht zum Zwecke eines Heilverfahrens einem Krankenhaus überwiesen worden, und wenn dem Kläger Heilbehandlung gewährt worden ist und er sich der Behandlung auch gefügt hat, so kann daraus doch nicht der Wille der Beklagten gefolgert werden, dem Kläger gemäß § 597 der Reichsversich.-Ordng. statt der Rente Heilanstaltspflege zu gewähren.

Der Verletzte hat demgemäß neben der Rente auch Ersatz des ihm durch den Aufenthalt im Krankenhaus erwachsenen Lohnausfalles zu beanspruchen.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Der Eiskellerbau. Von J. Schlesinger, Kreiskommunalbaumeister; dritte, vollständig neubearbeitete Auflage von C. Wilcke, Geheimer Baurat. Mit 163 Textabb. Verlag W. Ernst und Sohn, Berlin 1918. Preis steifgeh. 4,80 M.

Gegenüber der früheren aus dem Jahre 1886 stammenden Auflage hat die unumkehrbar vorliegende Neubearbeitung den großen Umwälzungen Rechnung getragen, welche

in dieser Zeit auf allen Gebieten des baulichen Schaffens durch die Baustoffe Beton und Eisenbeton bewirkt worden sind; hat doch die besondere Eignung dieser Baustoffe für alle auf rein wirtschaftlichem Fundament sich aufbauenden Nutzbauten auch den Bau von Eiskellern ganz naturgemäß in ihren Bann gezogen.

Eine weitere Vervollständigung bedingte die Aufnahme kleinster Holzbauten, wie sie namentlich für kleinere Betriebe auf dem Lande bedeutungsvoll sind, dabei aber wenig Opfer erfordern sollen.

So wird denn in der neuen Form das kleine Werk sich immer weiter durchsetzen und für alle Fachgenossen ein ebenso willkommener wie nutzbringender Wegweiser auf dem von ihm behandelten Sondergebiete werden!

M. F.

Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes in größerer Tiefe. Gesichtspunkte für die Berechnung, praktische Beispiele und Erddrucktabellen von H. Krey, Reg.-Baurat in Berlin. Mit 60 Textabb. Zweite umgearb. Auflage. Verlag W. Ernst und Sohn, Berlin 1918. Preis geb. 7,50 M.

Das wertvolle Buch behandelt in seinem ersten Teile die Theorie des Erddruckes, und zwar der Grenzwerte des aktiven und passiven Erddruckes nach den verschiedenen Methoden und Konstruktionen, und gibt sowohl rein rechnerische als graphische Lösungen. Hieran anschließend sind Tabellen aufgestellt, auf deren Benutzung der Verfasser eingeht. Endlich ist hier auch die Wirkung von Einzellasten oder örtlich konzentrierten Lasten behandelt und durch ein Zahlenbeispiel belegt.

Abschnitt II liefert Anwendungsbeispiele der Rechnung aus der Praxis, die sowohl für den konstruierenden, als auch den bauenden Ingenieur hochwillkommen sein werden, da sie fast alle die auf den Erddruck bezüglichen Rechnungen in bestens ausgewählten Beispielen wiedergeben.

Die Kreysche Bearbeitung wird ihren Weg machen und sich allseitig bei jung und alt der Fachgenossen Freunde erwerben; sie verdient es durch ihren inneren Wert und durch die Mannigfaltigkeit der durch sie dem Fachmanne näher gebrachten Lösungen wichtiger, aber schwieriger Aufgaben aus dem Gebiete des Wasserbaues und der Fundierung.

M. F.

Ueber Spannungslinien mit Anwendung auf den Eisenbetonbau. Auflagerung und Einspannung von Trägern, Rechte Winkel der Rahmenbinder und Silozellen. Von Dr.-Ing. A. Jackson, Obering., der Firma Karl Kübler, Bauunternehmung, Stuttgart-Göppingen. Mit 59 Fig. im Text. Stuttgart, Verlag von Konrad Wittwer 1917. Preis geb. 3,00 M.

Ein Buch, hervorgegangen aus der Praxis und ihren Bedürfnissen bestens angepaßt, liegt vor uns. In ihm handelt es sich um die Lösung von Aufgaben, die recht oft an den Ingenieur im Konstruktionsbureau herantreten, und die i. d. R. vorwiegend „nach dem Gefühl“ oder nach gut bewährten Ausführungen erledigt wurden. Demgemäß wird es allseitig mit Freude begrüßt werden, gerade solche Sonderfragen, wie sie der Titel des Buches nennt, einwandfrei und in einer für die Praxis bestens brauchbaren Form hier gelöst zu finden.

Ausgehend von den Spannungstrajektorien überhaupt, werden Gleichungen zur Ermittlung ihres Verlaufes (nach Lorenz) wiedergegeben und der Spannungsverlauf hieran verfolgt und erörtert. Im besonderen wird der Verlauf der Spannungsgleichen der örtlichen Pressungen unter einer von oben auf den Balken wirkenden bzw. an ihn angehängten Einzellast dargestellt, weiterhin der eingespannte Träger, der rechte Winkel mit ihren Spannungsgleichen-

Verlauf an der Einspannungsstelle bzw. über der Ecke behandelt.

Zum Schlusse sind in sehr übersichtlicher, für die Praxis besonders wertvoller Weise die erhaltenen Ergebnisse mit Nutzenwendungen zusammengefaßt und hieraus abgeleitet, welche Lage die Eisen bei den behandelten Tragteilen aus Eisenbeton haben sollen.

Das wertvolle Buch, das nur rund 40 Seiten umfaßt und in das sich ein jeder Fachmann leicht einzuarbeiten vermag, sei allseitig bestens empfohlen. Es wird viele wertvolle Dienste leisten.

M. F.

Vereinfachte Blitzableiter. Von Professor Dipl.-Ing. Sigwart, Ruppel. Vierte, ergänzte und verbesserte Auflage. Mit 80 Textfiguren. Verlag Julius Springer, Berlin 1918. Preis 1,80 M.

Im wesentlichen liegt ein unveränderter Abdruck der dritten Auflage vor, da sich ein Bedürfnis nach weiterem Ausbau oder Vervollständigung nicht ergeben hat. In demselben Sinne ist auch, trotz verändertem Preise der Jetztzeit, von einer entsprechenden Umarbeitung der Anschlag-Beispiele abgesehen worden.

Die neue Auflage wird nicht nur ihrer selbst wegen von den Fachgenossen — wie die früheren Auflagen — mit Freude und Genugtuung begrüßt werden, sondern sie wird auch allgemeinsten Segen stiften, da namentlich auf dem Lande ihr Einfluß auf die Anlegung vereinfachter Blitzschutzanlagen sich immer weiter geltend machen und den Schutz der für die Gegenwart so besonders wertvollen Bodenerzeugnisse vor Blitzschäden in immer größerem Maße bewirken wird. Die wertvolle Bestrebung, die die neue Auflage vertritt, wird auch durch die Arbeit des Ausschusses für Blitzableiterbau unterstützt, der vor kurzem auf Anregung des Elektrotechnischen Vereins ins Leben gerufen wurde. Freilich wird hierbei aber auch der Architekt des Hauses das seine tun müssen und durch Ausnutzung aller am Gebäude vorhandenen Metallteile und deren geschickte Aneinanderschließung es erst dem Blitzableiter-Erbauer zu ermöglichen haben, durch billige Ergänzung des schon Vorhandenen einen durchaus ausreichenden Blitzschutz zu erzielen. Wie das zu bewirken, lehrt in großen Zügen und den wichtigsten Einzelheiten das vorliegende Buch. Es wird weiter Segen stiften und sich auch in seiner vierten Auflage neue Freunde erwerben. Das ausgezeichnete Buch sei allen, die es angeht, den Architekten, den elektrotechnischen Fachgenossen, aber auch den Landwirten und Hauseigentümern bestens empfohlen.

M. F.

Berechnung beliebig gestalteter einfacher und mehrfacher Rahmen. Ausführungsbeispiele von Rahmenträgern des Hochbaues. Von Dr.-Ing. H. Main-Leibnitz, Reg.-Baumstr., Oberingenieur der Maschinenfabrik Eßlingen. Mit 187 Textfig. Verlag Konrad Wittwer, Stuttgart 1918. Preis geh. 6,00 M., geb. 8,00 M.

Im ersten Abschnitte werden auf Mohrs Theorie (vergl. dessen Technische Mechanik Abschnitt XIII) fußend eine Anzahl grundlegender Beziehungen aufgestellt, die weiterhin für Rahmenberechnung Anwendung finden. Behandelt wird: Der vollwandige Rahmen, und zwar der einfache und der mehrfache. Für beide Fälle werden ausführlich durchgerechnete Beispiele gegeben, die eine Anwendung der vorher entwickelten theoretischen Beziehungen in bester Weise klarlegen und deshalb für den Fachmann besonders willkommen sein werden. Zudem

werden auch Einflußlinien und Einflußzahlen herangezogen und ihre Herleitung an einem Beispiel eines dreifachen Rahmenträgers erläutert. Den Schluß der Abhandlungen bildet die Vorführung von Beispielen (Musterbeispielen) ausgeführter eiserner Rahmenbinder. Hierbei wird auch die genaue, bereits im „Eisenbau“ behandelte Art der Aufstellung der Binder unter Verwendung besonderer Justierungseisenstücke mit dem Einstellungsmarke dargelegt.

Das Buch ist wegen seiner praktischen Verwendung im Eisen- und Verbund-Hochbau sehr empfehlenswert; daneben läßt es wieder einmal erkennen, wie universal die Gedanken Mohrs sich für viele Fälle ausbauen lassen, wie aus ihnen der statisch arbeitende Ingenieur immer wieder neue Anregung erlangt und Nutzen zieht.

Jeder Fachgenosse wird das Buch mit bestem Erfolge benutzen. Möge es bei allen denen Eingang finden, die mit Rahmenberechnung zu tun haben, und ihrer sind sehr viele.

M. F.

Der Eisenbetonbau. Ein Leitfadens für Schule und Praxis. Von C. Kersten, Oberingenieur und Oberlehrer a. D. Teil II. Anwendungen im Hoch- und Tiefbau mit Anhang: Erläuterungen zu den neuen Beton- und Eisenbetonbestimmungen vom Jahre 1918. Mit 73 Textabb. Neunte unveränderte Auflage. Verlag W. Ernst und Sohn, Berlin. Preis steifgeh. 8,20 M.

Das vorliegende Werk erscheint in neuer Auflage in genau derselben Form wie die frühere Auflage. Erst später soll eine Neubearbeitung eintreten, gemeinsam mit einer Neuherausgabe von Teil I, da nennenswerte Beanstandungen der letzten Auflage nicht zur Kenntnis des Verfassers gekommen sind. Das Kerstensche Werk ist genügend in allen Fachkreisen bekannt und hat seine Brauchbarkeit durch seine vielen Auflagen bereits bestens bewiesen. Auch die neue Auflage, die durchaus noch eine friedensmäßig gute Ausstattung zeigt, wird dem Werkchen weitere Freunde werben.

M. F.

Wie baut man fürs halbe Geld. Wohnhausbauten und Wirtschaftsgebäude mit leicht erhältlichem, oft kostenlosem Baumaterial in kürzester Zeit auszuführen. Mit Anleitungen und 60 Abbildungen. Von Dipl.-Ing. Curt Adler. Heimkulturverlag G. m. b. H., Wiesbaden. Preis 1,60 M.

Der Baustoff, für den sich der Verfasser einsetzt, ist der Stampf- und im besonderen der Lehmrahtbau, der bis zu 2,5 kg/qcm durch Druck belastet werden kann, zumal er durch Drahtgewebe und Zementputz am Ausweichen verhindert wird. Gerade für die ländliche Bauweise, für die Verwendung auf dem platten Lande, hält der Verfasser die vorgenannte Bauart für besonders geeignet und erweist das an Entwürfen einer größeren Anzahl von ländlichen Wohn- und Wirtschaftsgebäuden. Gerade in der Jetztzeit sei die Schrift allen Fachgenossen bestens empfohlen.

M. F.

NEUE BÜCHER.

Foerster, M., Geh. Hofrat, ord. Professor an der Technischen Hochschule Dresden. Die Grundzüge des Eisenbetonbaues. 363 Seiten. Mit 164 Textabbildungen. Verlag von Julius Springer in Berlin W. 9. Gebunden Preis M. 18.—.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 5 Exemplaren des betr. vollständigen Hefes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.

Für die Schriftleitung verantwortlich: E. Probst, Karlsruhe i. B. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.